

**Titre:** Évaluation de la sécurité sismique des prises d'eau en béton  
Title:

**Auteur:** Alexis Lefrançois  
Author:

**Date:** 2013

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** Lefrançois, A. (2013). Évaluation de la sécurité sismique des prises d'eau en  
Citation: béton [Master's thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.  
<https://publications.polymtl.ca/1305/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**  
Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/1305/>  
PolyPublie URL:

**Directeurs de  
recherche:** Pierre Léger  
Advisors:

**Programme:** Génie civil  
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉVALUATION DE LA SÉCURITÉ SISMIQUE DES PRISES D'EAU EN BÉTON

ALEXIS LEFRANÇOIS

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES

(GÉNIE CIVIL)

OCTOBRE 2013

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ÉVALUATION DE LA SÉCURITÉ SISMIQUE DES PRISES D'EAU EN BÉTON

présenté par : LEFRANÇOIS Alexis

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

Mme KOBOEVIC Sanda, Ph.D., présidente

M. LÉGER Pierre, Ph.D, membre et directeur de recherche

M. FUAMBA Musandji, Ph.D., membre

## REMERCIEMENTS

Ce projet n'aurait pas pu être accompli sans l'aide et le soutien de plusieurs personnes.

Je tiens tout d'abord à remercier Pierre Léger, mon directeur de recherche, pour la grande qualité de son encadrement. Je tiens à souligner particulièrement son expertise et sa disponibilité qui m'ont permis de mener à bien ce projet.

L'article scientifique soumis au journal *Finite Elements in Analysis and Design* n'aurait pu être réalisé sans la participation de Najib Bouaanani, professeur titulaire à l'École Polytechnique, Benjamin Miquel, ingénieur en structure chez Hydro-Québec et Martin Leclerc, ingénieur de recherche à l'École Polytechnique, qui ont apporté une grande aide pour la modélisation et l'interprétation des données de modèle d'éléments finis produits avec le logiciel ADINA.

J'aimerais aussi remercier le CRSNG (conseil de recherches en sciences naturelles et en génie) et le FQRNT (fonds québécois de la recherche sur la nature et les technologies) pour avoir fourni le soutien financier nécessaire à l'accomplissement de ce projet de recherche.

Je suis également reconnaissant envers les membres du comité, Sanda Koboevic et Musandji Fuamba, pour avoir pris le temps de lire, évaluer et commenter ce travail.

Finalement, j'aimerais remercier ma famille, mes amis et mes collègues pour leur soutien continu et leur encouragement constant.

## RÉSUMÉ

Ce mémoire de maîtrise présente une méthodologie pour évaluer la sécurité sismique des structures de prise d'eau en béton de centrales hydroélectriques typiques. Les prises d'eau se caractérisent par de grands vides pour les conduites noyées dans le béton. Dans la pratique, la formulation Westergaard (WF), supposant une paroi rigide verticale, est souvent utilisée pour représenter les pressions hydrodynamiques. Toutefois, la validité de la WF pour les prises d'eau n'a pas été abordée dans le passé. Une analyse paramétrique est réalisée ici à l'aide de quatre structures hautes de 40 m avec un indice de vide de l'ouverture amont,  $\chi$ , allant de 0% à 30% de la surface du béton en contact avec de l'eau. Des modèles d'éléments finis en trois dimensions (FEM) avec des éléments de fluides potentiels incompressibles sont utilisés lors d'analyses stationnaires et transitoires sismiques incluant l'interaction fluide-structure (FSI) de l'eau dans la conduite forcée ainsi que du réservoir. Des facteurs de modification qui dépendent du paramètre  $\chi$  sont dérivés de la FEM 3D de telle sorte qu'une formulation modifiée Westergaard (WMF) est proposée pour représenter de façon adéquate la FSI. Des modèles structuraux simplifiés utilisant des éléments poutre-poteau incluant l'influence des ouvertures sur les propriétés structurales aux sections ainsi que la formulation WMF sont utilisés comme une alternative efficace aux analyses complexes 3D d'éléments finis. Des séismes possédant une période de retour de 200 à 10 000 ans sont utilisés pour évaluer la sécurité sismique d'une prise d'eau. Les forces internes et les glissements résiduels sont calculés. Il est démontré que le WMF combiné au modèle simplifié permet de calculer une réponse sismique à l'intérieur d'une plage de 10 % de la référence FEM 3D. La méthodologie utilisée pour construire le modèle simplifié, y compris le calcul des caractéristiques structurelles pertinentes, est décrite. Les équations pour évaluer la stabilité d'un ouvrage hydraulique sont détaillées. La validation du modèle simplifié comme un outil pour évaluer la stabilité d'une prise d'eau est présentée.

## ABSTRACT

This master thesis presents a methodology to assess the seismic safety of concrete gravity water intake structures of typical hydroelectric facilities. Water intake structures are characterized by large voids for the gates and penstock embedded in concrete. In practice, the well-known Westergaard formulation (WF), assuming a vertical rigid wall, is most often used to represent hydrodynamic pressures. However, the validity of the WF for water intake structures has not been addressed in the past. A parametric analysis is performed herein using four 40m high intake structures with upstream opening void ratio,  $\chi$ , ranging from 0% to 30% of the concrete surface in contact with water. Three-dimensional finite element models (FEM) with potential-based incompressible fluid elements are used in steady-state and transient seismic fluid-structure interaction (FSI) analyses to consider water in the penstock as well as in the reservoir. Modification factors which depend on  $\chi$  are derived from the 3D FEM such that a Westergaard modified formulation (WMF) is proposed to represent adequately FSI. Simplified structural models using beam-column elements with section properties accounting for the presence the penstock opening and the proposed WMF are used as an efficient alternative to complex 3D FEM. A seismic safety assessment of an intake considering ground motions of return periods ranging from 200 to 10,000 years are used to assess the safety level of the intake structure. The internal forces and residual sliding displacements are computed. It is shown that the proposed WMF and the simplified stick model formulation provide hydrodynamic thrust within approximately 10% of the reference 3D FEM. The seismic response (i.e. base shear) is also adequately predicted using the proposed simplified modeling strategy. The methodology used to construct the simplified model including the computation of the relevant structural characteristics is demonstrated. The equations to assess the stability of a hydraulic structure are detailed. The validation of the simplified model as a tool to assess the stability of a intake structure is presented.

## TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS.....	iii
RÉSUMÉ .....	iv
ABSTRACT.....	v
TABLE DES MATIÈRES .....	vi
LISTE DES TABLEAUX.....	ix
LISTE DES FIGURES .....	x
LISTE DES SIGLES OU ABRÉVIATIONS .....	xii
LISTE DES ANNEXES .....	xvi
CHAPITRE 1 INTRODUCTION .....	1
1.1 Généralités.....	1
1.2 Problématique.....	2
1.3 Objectifs .....	2
1.4 Méthodologie .....	3
1.5 Contenu du mémoire .....	3
CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE SUR LA STABILITÉ SISMIQUE DES BARRAGES DE BÉTON ET SUR L'INTERACTION FLUIDES-STRUCTURES .....	4
2.1 Introduction .....	4
2.2 Analyse du système barrage-réservoir .....	4
2.2.1 Conditions frontière .....	5
2.2.2 Performance des éléments finis fluides avec conditions frontières .....	7
2.3 Contribution du fluide à l'intérieur de la conduite.....	9
2.3.1 Études des tours de prise d'eau de béton .....	12
2.4 Méthode progressive d'évaluation de la sécurité sismique.....	12
2.5 Cas de chargement et facteur de sécurité .....	15
2.6 Type d'analyse .....	16
2.6.1 Méthode pseudostatistique.....	16
2.6.2 Méthode pseudodynamique .....	19
2.6.3 Méthode dynamique temporelle .....	21

2.7	Considérations sismologiques .....	22
2.7.1	Séisme maximum crédible et séisme d'opération.....	22
2.7.2	Niveau de performance des différents éléments des prises d'eau.....	22
2.7.3	Analyse dynamique incrémentale .....	23
2.7.4	Spectre de calcul .....	24
2.7.5	Accélérogrammes compatibles au spectre cible .....	25
	Références du chapitre 1 et 2 .....	27
CHAPITRE 3 ARTICLE 1: FINITE ELEMENT SEISMIC SAFETY ASSESSMENT OF WATER INTAKE STRUCTURES.....		31
3.1	Introduction .....	32
3.2	Characteristics of Typical Concrete Water Intake Gravity Structures .....	34
3.3	Hydrodynamic Pressure Considerations .....	35
3.4	Intake Structures Analysed.....	37
3.4.1	Description.....	37
3.4.2	Finite Element Models .....	38
3.4.3	Simplified Models.....	39
3.5	Steady State Response Analysis.....	42
3.6	Earthquake Response Analysis .....	47
3.7	Seismic Safety Performance.....	49
3.7.1	Presentation of a Progressive Seismic Safety Assessment Methodology.....	49
3.7.2	Incremental Dynamic Analysis and Safety Assessment .....	51
3.8	Conclusions .....	53
3.9	References .....	55
CHAPITRE 4 DISCUSSION GÉNÉRALE ET REMARQUES COMPLÉMENTAIRES .....		58
4.1	Construction du modèle simplifié .....	58
4.1.1	Aire, inertie, centre de gravité.....	59
4.1.2	Aire en cisaillement .....	59
4.1.3	Traitement des vides .....	60



4.1.4	Calcul des pressions hydrodynamiques .....	62
4.2	Critères de performance sismique des prises d'eau de béton.....	63
4.2.1	Longueur de fissuration .....	63
4.2.2	Le facteur de sécurité au glissement .....	64
4.2.3	Distance de glissement de la base .....	64
4.2.4	Contrainte maximale de compression .....	66
4.3	Validation du modèle simplifié.....	67
CHAPITRE 5	CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES .....	70
BIBLIOGRAPHIE .....		74
ANNEXES .....		79

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Propriétés de l'eau pour des éléments en déplacement .....	5
Tableau 2.2 : Propriétés des éléments fluides potentiels .....	5
Tableau 2.3 : Facteur de sécurité selon HQ, 2003 .....	15
Tableau 2.4 : Domaine de validité de la formulation de Westergaard (Wilson, 1998) .....	18
Tableau 2.5 Caractéristiques des séismes .....	26
Table 3.1 : Characteristics of gravity water intake structures.....	34
Table 3.2 : Characteristics of intake models for parametric study .....	37
Table 3.3 : Material properties <sup>(a)</sup> .....	38
Table 3.4 : Integration of hydrodynamic pressures to yield base shear force (MN) at base joint and differences with FEM results (%) .....	44
Table 3.5 : Integration of hydrodynamic pressures to yield base shear force (MN) at lift joint and differences with FEM results (%) .....	44
Table 3.6 : Characteristics of earthquake ground motions .....	47
Table 3.7 : Root mean square of the base shear (MN) and differences with FEM results (%) ....	48
Table 3.8 : Maximum base shear (MN) and difference with FEM results (%) .....	48
Table 3.9 : Description of progressive seismic safety assessment methodology .....	50
Tableau 4.1 : Caractéristiques structurales calculées avec les logiciels Cadam3D et Prokon.....	59
Tableau 4.2 : Coefficients d'aire en cisaillement (section 4.1a).....	60
Tableau 4.3 : Calcul des caractéristiques des vides (section 4.1b) .....	60
Tableau 4.4 : Caractéristiques pertinentes de la section 4.1b .....	61
Tableau 4.5 : Charges axiales, de cisaillement et moments fléchissants pour les différents cas de chargement.....	68
Tableau 4.6 : Combinaisons de charges et facteur de sécurité au glissement.....	68

## LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Section type d'une prise d'eau.....	2
Figure 2.1 : Exemple de modélisation d'éléments finis d'un système barrage-réservoir.....	7
Figure 2.2 : Modélisation du système barrage réservoir, tiré de Bouaanani et Lu (2009).....	8
Figure 2.3 : Valeur absolue de la pression hydrodynamique normalisée selon la pression hydrostatique à la base du barrage, tiré de Bouaanani et Lu (2009) (rouge : éléments potentiels, bleu : Solution analytique) .....	8
Figure 2.4 Modélisation du barrage et du tunnel sous son barrage (Kojic et Trifunac, 1988) .....	10
Figure 2.5 : Influence du recul d'une vanne sur les pressions hydrodynamiques (Shimamoto et al. 2012) .....	11
Figure 2.6 : Tour de prise d'eau du barrage Briones. (a) Tour du barrage Briones, b) Structure seule, c) Eau au contour de la structure, d) eau à l'intérieur de la structure (Goyal & Chopra, 1989) .....	12
Figure 2.7 : Approche progressive proposée afin d'évaluer la sécurité sismique de structure hydraulique .....	14
Figure 2.8 : Profil de pression de Westergaard, tiré de la thèse de doctorat de Miquel (2012 (Miquel, 2012)) .....	17
Figure 2.9 : Modélisation du barrage-poids de Beauharnois. a) Modélisation de la conduite à sec; b) Structure + Westergaard; c) Modélisation de la structure complète avec des masses ajoutées pour les planchers de béton (Paultre, Proulx, Charbonneau, & Phat, 1997).....	19
Figure 2.10 : Spectres adaptés de Ko et Schellenberg (2002) (Périodes de retour en année) .....	25
Figure 3.1 : Gravity water intake structure components.....	33
Figure 3.2 : Typical gravity water intake structures (geometric dimensions in meters): a) Structure A, b) Structure B, c) Structure C .....	34
Figure 3.3 : D2-10 Water intake structure for numerical applications: (a) finite element mesh and (b) boundary conditions and reservoir model .....	36
Figure 3.4 : geometry for seismic safety assessment: (a) D2-10, (b) D3-20 and (c) D4-30.....	39
Figure 3.5 : Westergaard added mass and typical sectional properties .....	41
Figure 3.6 : Simplified "stick" model of typical water intake structure (D2-10) .....	42

Figure 3.7 : Hydrodynamic Pressure on upstream face of structure under low frequency loading: (a) D1- 0; (b) D2-10; (c) D3-20 and (d) D4-30 .....	43
Figure 3.8 : Steady-State analyses of parametric models with increasing opening including fluid- structure interaction: (a) D1-0; (b) D2-10; (c) D3-20; and (d) D4-30 .....	45
Figure 3.9 : Steady-State Analysis of displacement at $h = 25$ m (D4-30) and (b) Earthquake response of FEM and Stick Model using Westergaard formulation (D4-30).....	46
Figure 3.10 : Earthquake response of intake structures including fluid-structure interaction: (a) D1 - 0; (b) D2-10; (c) D3-20; and (d) D4-30.....	49
Figure 3.11 : (a) Sliding safety factor during the earthquake; and (b) Sliding of the base during the earthquake .....	51
Figure 3.12 : Incremental dynamic analysis. (a) Sliding safety factor vs Reccurence period; and (b) Residual sliding displacements .....	52
Figure 4.1 a : Section à largeur variable (Gruttmann et Wagner, 2001 ( $a = 1$ m)); b : Section type d'une prise d'eau de béton (dimension en mètre).....	58
Figure 4.2 : a) Modélisation simplifiée de la structure; b) Modélisation simplifiée de la structure et de la conduite .....	62
Figure 4.3 : Facteurs calculé pour la nouvelle formulation de Westergaard. a) F1; b) F2; c) F3. 63	
4.4 Comparaison entre la méthode Newmark et la méthode proposée (Newmark = pointillé; Méthode proposée = pleine) .....	65
Figure 4.5 : a) Modélisation de la structure de validation sur Cadam3D; b) Coupe verticale du barrage présentant la conduite; c) Modèle simplifié.....	67

## LISTE DES SIGLES OU ABRÉVIATIONS

### *Abréviations*

A	Aire
a0	Accélération de pointe au sol
As	Aire en cisaillement
b	Profondeur de la section
C	Cohésion
Ce	Coefficient de compressibilité de l'eau
Cg	Centre de gravité
Cr	Vitesse de propagation d'une onde de compression dans l'eau
D	Poids propre
DOF	Degrés de liberté
E	Module d'élasticité
EQH	Force d'inertie horizontale dû au séisme
Ew	Module d'élasticité de l'eau
F	Forces
f <sub>c</sub>	Résistance à la compression
FE	Éléments finis
FEM	Modèle d'éléments finis
FERC	Federal Energy Regulatory Commission
ffs	Forces du fluide
FSG	Facteur de sécurité au glissement
FSI	Fluid structure interaction
ft	Résistance à la traction
G	Module de cisaillement
g	Accélération de la pesanteur
Hn	Le niveau maximal d'exploitation
HQ	Hydro-Québec
Hr	Hauteur du réservoir
Hres	Hauteur du réservoir

Hs	Hauteur de la structure
Hst	Fonctions de formes
I	Inertie
ICOLD	International Commission on Large Dams
IDA	Analyse dynamique incrémentale
k	Coefficient sismique
K	Coefficient d'aire en cisaillement
L	Longueur de la conduite
LNFIss	Longueur non-fissurée
Lr	Longueur du réservoir
Ls1	Force généralisée
LNFIss	Longueur non-fissurée de la section
M	masse
m	masses ajoutées
M(t)	Moments fléchissants transitoires
MCE	Séisme maximal crédible
Ms1	Masse généralisée
n	mode
OBE	Séisme d'opération
p	Pression
P(t)	Forces axiales transitoires
PGA	Accélération de pointe au sol
PGV	Vitesse de pointe au sol
Q	Séisme
Ri	Coefficients dépendants des caractéristiques du barrage
RP	Période de récurrence d'un séisme
s	Glissement résiduel
Sa	Accélération spectrale
SMD	Séisme maximum de désign
SSF	Facteur de sécurité au glissement
T1	Période fondamentale de la structure

TQ	Période prédominante du séisme
Ts1	Période du système barrage-fondation-réservoir
u	Déplacement
$\ddot{u}$	Accélération
UHS	Spectre de risque uniforme
Uq	Sous-pression lors du séisme
USACE	United States Army Corps of Engineers
ux	Déplacement selon l'axe x
V	Volume
V(t)	Efforts tranchants transitoires
V <sub>i</sub>	Volume tributaire
w	Poids volumique de l'eau
WF	Formulation de Westergaard
WMF	Formulation modifiée de Westergaard
y <sub>i</sub>	Élévation du nœud

*Sigles*

$\lambda$	Module de compressibilité
$\nu$	Coefficient de Poisson
$\alpha$	Facteur entre l'hauteur de la vanne et la hauteur du réservoir
$\beta$	Ratio entre le recul de la vanne et l'hauteur de la vanne
$\gamma_c$	Poids volumique du béton
$\gamma_w$	Poids volumique de l'eau
$\rho$	Densité de l'eau
$\Phi$	Angle de friction au contact béton-rocher
$\chi$	Ratio de vide surfacique de la face amont
$\psi_1^x$	Mode fondamentale



## LISTE DES ANNEXES

Annexe A : Caractéristiques des sections .....	79
Annexe B : Programme MATLAB permettant de calcul la fissuration de la section, le facteur de sécurité au glissement et le glissement de la base.....	84
Annexe C : Calcul de la géométrie des sections (complément à l'annexe B) .....	93
Annexe D : Calcul des masses de Westergaard .....	96

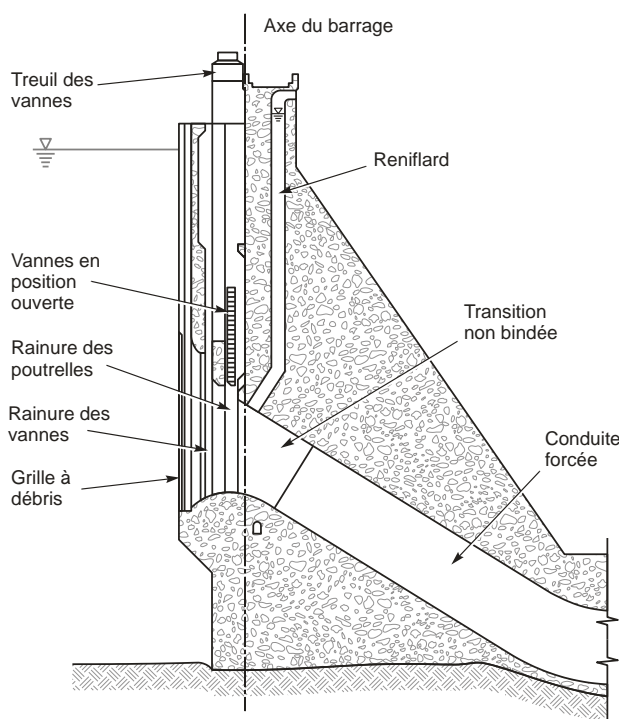
## **CHAPITRE 1 INTRODUCTION**

### **1.1 GÉNÉRALITÉS**

Les tremblements de terre de Wenchuan (2008) et Maule (2010) ((ICOLD), 2010; Tasuda et al., 2010; Wieland, 2013; Zhang, 2011) ont rappelé l'importance de l'évaluation de la sécurité des barrages soumis à d'importants séismes. Ces événements permettent de mieux comprendre les dangers qui peuvent influencer sur les ouvrages hydrauliques. Avec l'amélioration des codes et des réglementations, l'évaluation et le suivi des différentes structures sont impératifs pour assurer la sécurité du public.

De plus, alors qu'une grande attention a été portée sur la réponse de la structure au séisme, les événements récents montrent que des progrès doivent être faits dans la prise en compte de tous les éléments critiques ou pertinents pour la sécurité du public. En effet, une prise d'eau de béton peut être vulnérable au glissement de sa base, à la fissuration complète et décrochage d'une section, mais aussi à la rupture d'éléments électromécaniques (Wieland, 2009, 2012). La figure 1.1 montre les différents éléments de la structure.

Une représentation appropriée de la pression induite par le réservoir est critique pour l'évaluation de la sécurité de la structure dans le cas d'un séisme. Différentes méthodes ont été proposées pour prendre en compte les pressions hydrodynamiques, en commençant par l'approche de Westergaard (Westergaard, 1933), qui propose d'utiliser des masses ajoutées. Cette méthode, généralement utilisée par les consultants, a été conçue pour des structures rigides et un fluide incompressible. Cependant, des études ont montré que ces hypothèses pourraient sous-estimer les forces induites (Chopra, Wilson & Farhoomand, 1968). Depuis, des corrections ont été proposées pour améliorer la méthode (USACE, 1995a). Cependant, la façon appropriée de mettre en œuvre un modèle de masses ajoutées sur une structure avec une ouverture est largement inconnue.



**Figure 1.1 : Section type d'une prise d'eau**

## **1.2 PROBLÉMATIQUE**

Ce mémoire apporte une contribution à la résolution de la problématique de l'étude de la stabilité sismique des prises d'eau de béton. Pour ce faire, ce mémoire porte principalement sur l'effet de l'ouverture d'une conduite en contact avec la paroi amont sur les pressions hydrodynamiques induites par un chargement sismique.

## **1.3 OBJECTIFS**

Afin de répondre à cette problématique, une étude par modélisation numérique de l'effet des ouvertures sur les pressions hydrodynamiques est présentée dans ce mémoire. De plus, un modèle simplifié de type "stick model" est développé permettant une analyse efficace des structures à l'étude par rapport à la méthode des éléments finis. Afin de répondre à ces objectifs, il est nécessaire de définir les caractéristiques structurales et mécaniques des prises d'eau de béton typiques du Québec. Une formulation alternative aux éléments finis basée sur l'approche

Westergaard est proposée afin de représenter adéquatement la poussée hydrodynamique en fonction de l'ouverture. Une vérification des méthodes simplifiées est réalisée sur plusieurs modèles ayant des ouvertures de tailles différentes. Une vérification de la performance sismique d'une prise d'eau est effectuée en fonction de l'intensité du chargement sismique. Une méthode progressive est présentée et utilisée pour évaluer la sécurité sismique d'une structure hydraulique. Des recommandations pour la pratique sont émises.

#### **1.4 MÉTHODOLOGIE**

Les analyses seront effectuées avec des outils numériques. Le logiciel de modélisation Catia a été utilisé pour créer les différents modèles 3D. Le module Prosec du logiciel d'éléments finis Prokon a permis de calculer les aires en cisaillement des sections des prises d'eau de béton en tenant compte des ouvertures. Les logiciels Cadam3D, SAP2000 et ADINA ont été utilisés afin d'évaluer les structures. Un postprocesseur a été créé à l'aide de MATLAB afin de faciliter l'évaluation.

#### **1.5 CONTENU DU MÉMOIRE**

Ce mémoire comporte cinq chapitres. Le premier chapitre porte sur la démarche adoptée par le projet de recherche. La revue de littérature est le sujet du second chapitre. L'article soumis pour publication dans le journal <<*Finite Elements in Analysis and Design*>> se retrouve dans le troisième chapitre (Finite element seismic assessment of water intake gravity structure). Finalement, les discussions générales ainsi que les conclusions et perspectives complètent les deux derniers chapitres.

## **CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE SUR LA STABILITÉ SISMIQUE DES BARRAGES DE BÉTON ET SUR L'INTERACTION FLUIDES-STRUCTURES**

### **2.1 INTRODUCTION**

Le présent mémoire a pour objectif de définir l'intensité et la distribution de la pression hydrodynamique induite sur une prise d'eau en fonction de l'ouverture de la conduite. L'adaptation d'une méthode progressive permettant d'évaluer la stabilité d'une prise d'eau est examinée. Ce chapitre résume différents éléments de la littérature qui sont pertinents aux travaux de recherche. La première section traite de la méthode d'analyse du système barrage-réservoir. La seconde section porte sur la contribution du fluide à l'intérieur d'une conduite. Les troisième et quatrième parties étudieront la méthode progressive et les différents cas de chargement respectivement. La cinquième section porte sur les différents niveaux d'analyse, tandis que la sixième, sur des aspects sismologiques.

### **2.2 ANALYSE DU SYSTÈME BARRAGE-RÉSERVOIR**

L'interaction entre le fluide et la structure rend une analyse dynamique complexe, puisque la réponse de la structure et la pression hydrodynamique s'influencent continuellement (Chopra, 1970). Deux méthodes sont généralement utilisées pour la modélisation du réservoir semi-infini dans l'analyse d'un système barrage-réservoir lors d'un calcul par éléments finis, la méthode Lagrangienne (Calayir, Dumanoglu, & Bayraktar, 1996; Greeves & Taylor, 1992) et la méthode Eulérienne (Bouaanani & Lu, 2009; Calayir et al., 1996).

Pour la première méthode, les degrés de liberté sont les déplacements aux nœuds. Les valeurs et vecteurs propres de ce système pour une analyse modale se calculent similairement à une structure typique. Cette méthode a l'avantage d'offrir une bonne compatibilité entre le réservoir et la structure et ne nécessite aucun élément d'interaction fluide-structure. Cependant, lorsque le réservoir est considéré incompressible, une hypothèse souvent émise lors d'une analyse,

plusieurs modes parasites rendent l'interprétation des résultats difficile. Les propriétés du matériel fluide proposées par Wilson se retrouvent dans le tableau 2.1 (Wilson, 1998).

**Tableau 2.1 : Propriétés de l'eau pour des éléments en déplacement**

$G/\lambda$	$E$ (MPa)	$\nu$	$G$ (MPa)	$\lambda$ (MPa)	$w$ (KN/m <sup>3</sup> )
0.0010	6.205	0.4995	2.068	2068.427	9.81

Pour le tableau 2.1,  $G$  représente le module de cisaillement,  $\lambda$  le module de compressibilité,  $E$  le module d'élasticité,  $\nu$  le coefficient de poisson et  $w$  le poids volumique de l'eau.

Pour la seconde méthode, les degrés de liberté sont simplement les pressions aux nœuds. Cette approche requiert cependant des éléments de frontière aux interfaces fluides-structures. La méthode permet d'accomplir des analyses où le réservoir peut-être modélisé comme incompressible ou compressible, ce qui permet la validation de différents modèles simplifiés. Les propriétés du fluide se retrouvent au tableau 2.2.

**Tableau 2.2 : Propriétés des éléments fluides potentiels**

Type	$\lambda$ (MPa)	$w$ (KN/m <sup>3</sup> )
Incompressible	$1 \times 10^{20}$	9.81
Compressible	$2.2 \times 10^3$	9.81

L'équation différentielle du comportement hydrodynamique du réservoir se retrouve à l'équation 1 :

$$\nabla^2 p = \frac{1}{C_r^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \quad (1)$$

où  $\nabla^2$  est le Laplacien,  $C_r$  la vitesse de propagation des ondes de compression dans l'eau et  $p$  la pression.

### 2.2.1 CONDITIONS FRONTIÈRE

Le choix et l'application des conditions frontière sont critiques lors d'analyse de modèles par la méthode d'éléments finis. Les modèles barrages-réservoir sont contraints par trois types de

conditions : (a) la condition de surface libre, (b) la condition de compatibilité fluide-structure et (c) la condition à la frontière amont du réservoir (troncature du réservoir infini).

### ***2.2.1.1 Condition de surface libre***

La condition de surface libre est appliquée sur une surface entre un liquide et un milieu gazeux (Kuo, 1982). Elle permet de négliger la pression hydrodynamique à la surface.

### ***2.2.1.2 Condition d'absorption par la fondation du réservoir***

Cette condition, introduite par Hall et Chopra (Hall & Chopra, 1986), permet d'absorber une partie de l'énergie au bas du réservoir grâce à une série d'éléments colonnes minces de longueur infinie dans la direction normale au bas du réservoir. Cette condition peut être négligée lorsque la fondation n'est pas modélisée.

### ***2.2.1.3 Compatibilité fluide-structure***

La condition fluide-structure permet la compatibilité entre les forces de la structure et la pression du liquide. Les pressions du fluide influent sur les déplacements de la structure et les déplacements de la structure sur les pressions du fluide. Le système est donc couplé et peut être résolu par itérations (Kuo, 1982). Le logiciel ADINA permet de résoudre le problème en plusieurs étapes : a) résolution de l'équation du fluide en fonction de la dernière configuration de la structure; b) calcul des forces avec l'équation (2) (où  $F$  sont les forces à la structure,  $H^{s^T}$  les fonctions de formes et  $f_j^s$  les forces du fluide); c) application des forces à la structure, calcul des déplacements de la structure; d) itération de la méthode jusqu'à l'obtention de la convergence (Zhang & Bathe, 2001). Cette opération doit être effectuée à chaque pas de temps.

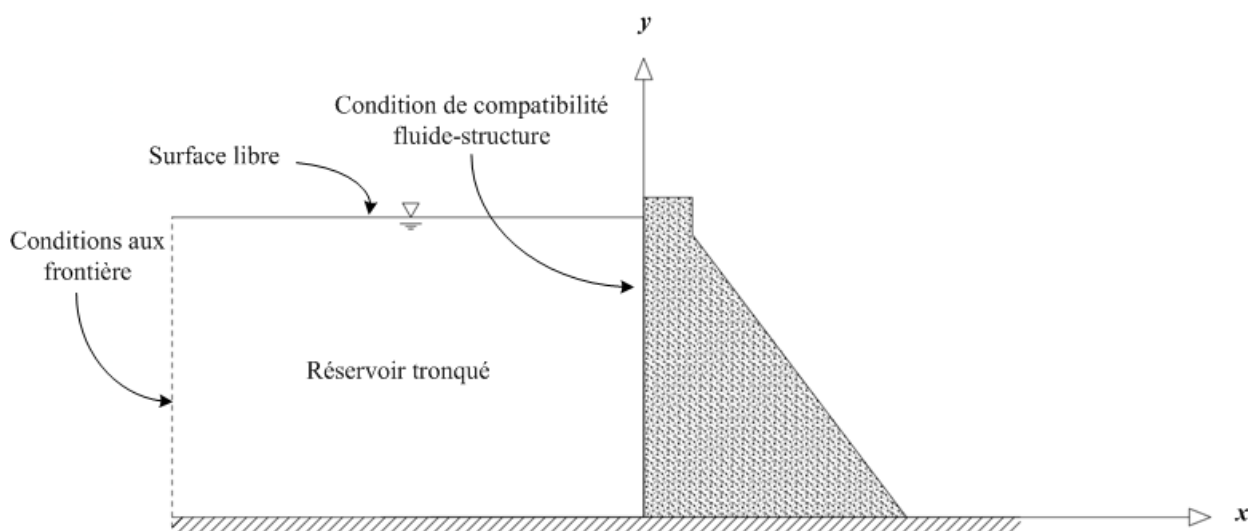
$$F(t) = \int H^{s^T} f_j^s dS \quad (2)$$

### ***2.2.1.4 Condition frontière à l'amont du réservoir***

À l'amont du barrage, le réservoir est considéré comme infini. Une troncature du réservoir doit être appliquée à une distance suffisante afin que son effet sur les pressions hydrodynamiques soit négligeable. Cependant, il est important de minimiser la taille du réservoir afin de diminuer le temps de calcul de l'analyse. Pour ce faire, une troncature du réservoir doit être effectuée et une condition absorbante doit être appliquée à cette interface. Le but de la condition absorbante est d'empêcher les ondes d'être réfléchies, donc de permettre aux ondes de radier hors du domaine

d'étude. Une condition de ce type présente dans la littérature est la condition aux frontières de Sommerfeld (ADINA R & D, 2005). Zienkiewicz et Bettess (1978) ont étudié l'application de cette condition dans un problème fluide-structure avec des éléments fluides Eulériens dans le domaine du temps.

Olson et Bathe (1985) proposent un élément permettant de modéliser l'infini et l'ont intégré au logiciel d'éléments finis ADINA. Bouaanani et Lu (2009) ont comparé les deux conditions et



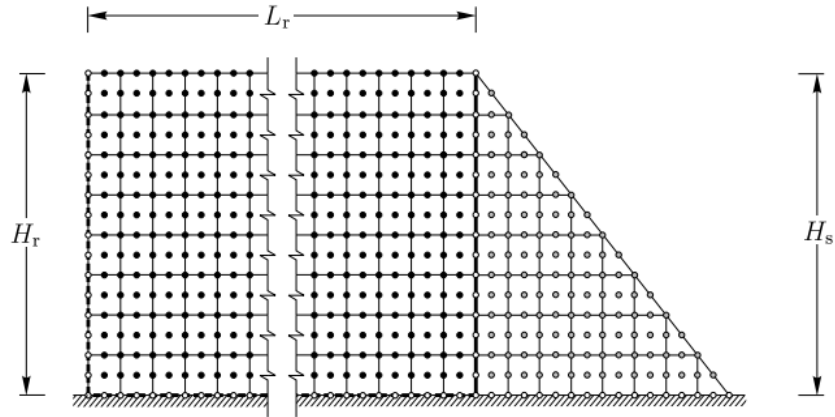
validé l'implémentation de l'élément infini. La figure 2.1 montre un exemple de modélisation.

**Figure 2.1 : Exemple de modélisation d'éléments finis d'un système barrage-réservoir**

### **2.2.2 PERFORMANCE DES ÉLÉMENTS FINIS FLUIDES AVEC CONDITIONS FRONTIÈRES**

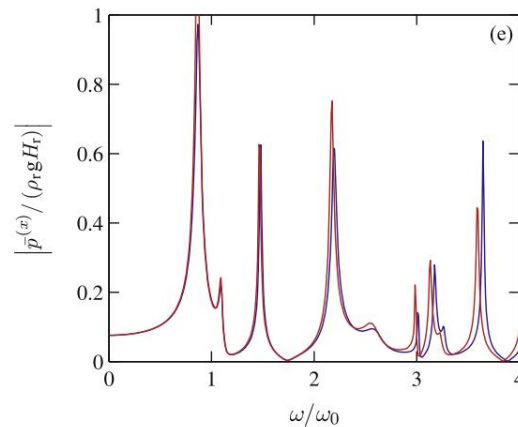
Plusieurs articles se sont penchés sur la performance des différentes modélisations possibles. Récemment, Bouaanani et Lu (2009) ont validé la formulation des éléments Eulériens et des conditions frontières intégrées au logiciel d'éléments finis ADINA sur des modèles de barrages-poids (2009). Le modèle utilisé se retrouve à la figure 2.2.





**Figure 2.2 : Modélisation du système barrage réservoir, tiré de Bouaanani et Lu (2009)**

Le modèle a été analysé avec les conditions frontière précédemment discutées ainsi qu'avec une solution analytique. Une analyse harmonique a été effectuée supposant un amortissement de 5 %. Les résultats se retrouvent à la figure 2.3.



**Figure 2.3 : Valeur absolue de la pression hydrodynamique normalisée selon la pression hydrostatique à la base du barrage, tiré de Bouaanani et Lu (2009) (rouge : éléments potentiels, bleu : Solution analytique)**

Donc, Bouaanani et Lu (2009) concluent qu'il est possible d'obtenir des résultats satisfaisants en utilisant les éléments de pression lorsque les conditions frontières précédemment présentées.

### 2.3 CONTRIBUTION DU FLUIDE À L'INTÉRIEUR DE LA CONDUITE

Peu d'études ont été entreprises sur la contribution du fluide à l'intérieur de la conduite d'une prise d'eau de béton lors de séisme. Cependant, certains cas similaires ont été étudiés et les conclusions peuvent être adaptées à la prise d'eau.

Wieland (Wieland, 2005) a présenté une formulation pour les conduites où l'une des extrémités est fermée basée sur l'équation unidimensionnelle d'une onde soumise à un séisme. Cette formulation est appropriée lorsque l'un des côtés

$$u_{tt} - c_r^2 u_{xx} = -\ddot{u}_g(t) \quad (3)$$

où  $c_r$  est la vitesse de propagation de l'eau,  $u$  est le déplacement et les indices  $xx$  et  $tt$  sont les dérivations selon l'espace et le temps, et  $\ddot{u}_g$  représente l'historique de l'accélération sismique. On peut représenter la pression dynamique selon l'équation qui suit :

$$p(x, t) = E_w u_x(x, t) \quad (4)$$

où  $E_w$  est le module d'élasticité de l'eau. Le résultat du développement mathématique est l'équation de la pression, associée au mode  $n$  :

$$p_{n, \max} = \frac{8\rho L S_a(f_n, \xi_n)}{\left[(2n-1)^2 \pi^2\right]} \quad (5)$$

À l'équation (5),  $\rho$  est la densité de l'eau,  $S_a(f_n, \xi_n)$  est l'accélération du spectre de réponse et  $L$  la longueur de la conduite. Dans le cas d'un fluide incompressible où la conduite est considérée comme rigide et seulement le premier mode est considéré, l'équation précédente devient :

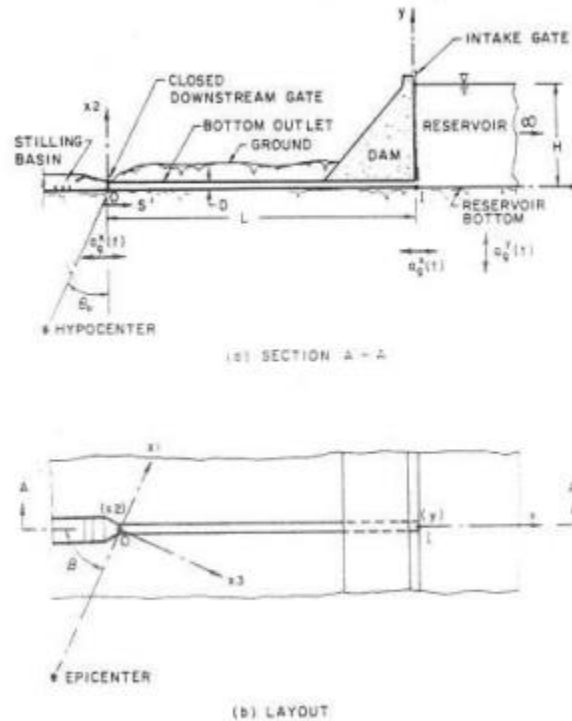
$$p_{\max} = \rho L a_0 \quad (6)$$

où  $a_0$  est l'accélération de pointe au sol. Cette équation signifie que la pression serait simplement fonction de la masse de l'eau et de l'accélération au sol.

Ohmachi et al. (1998) ont investigué les pressions hydrodynamiques dans des fissures s'ouvrant et se refermant consécutivement. Les conclusions de leurs travaux suivent :

- les pressions hydrodynamiques évoluent généralement de façon linéaire lorsqu'on s'éloigne de la bouche de la fissure.
- Les pressions changent en fonction de l'accélération et de la fréquence du chargement.
- Les pressions à l'intérieur d'une cavité ne sont pas toujours en phase selon la position.
- Le fluide peut entrer en résonance.

Kojic et Trifunac (1988) ont développé une formulation pour calculer les pressions hydrodynamiques causées par un séisme. Les hypothèses de départ sont de considérer le barrage comme rigide et la face amont étant verticale. La Figure 2.4 présente la situation étudiée.



**Figure 2.4 Modélisation du barrage et du tunnel sous son barrage (Kojic et Trifunac, 1988)**

La formulation est basée sur l'équation une équation d'onde unidimensionnelle.

$$\frac{\partial^2 p_R}{\partial s^2} = \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} + R \frac{\partial p}{\partial t} \quad (7)$$

Où  $p$  est la pression hydrodynamique en fonction du temps ( $t$ ) et de l'espace ( $s$ ) et  $R$  est la friction. Le gradient de pression vertical se retrouve à l'équation 7. Kojic et Trifunac observent que lorsque la vanne est fermée en aval, les pressions hydrodynamiques à l'intérieur du tunnel ont des amplitudes plus élevées que la pression hydrostatique et la condition frontière amont ne doit pas être négligée. De plus, les pressions hydrodynamiques le long du tunnel excèdent les pressions hydrostatiques et pourraient causer de la cavitation.

Shimamoto et al. (2012) utilisent une formulation développée par Nakayama et al. (2008) afin de calculer la pression sur une vanne ayant un recul par rapport à la face amont de la structure tel que présenté à la figure 2.5. La ligne de gauche représente les ratios de Westergaard, la ligne 3 représente les pressions théoriques de Westergaard et la ligne 4 les pressions observées par éléments finis.

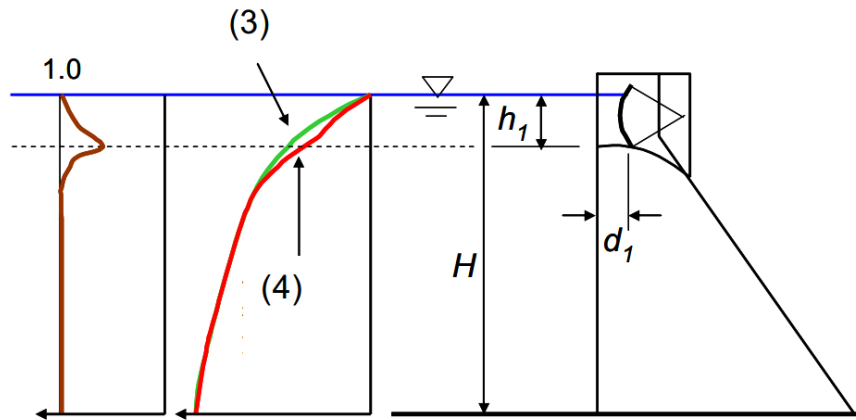


Figure 2.5 : Influence du recul d'une vanne sur les pressions hydrodynamiques (Shimamoto et al. 2012)

La pression hydrodynamique est alors diminuée par la variable  $C(h)$ .

$$C(h) = \left(1 - \sqrt{\alpha}\right) \exp\left(\frac{-1.4\beta h}{h_1}\right) + \sqrt{\alpha} \quad (8)$$

où  $\alpha$  est le facteur entre la hauteur de la vanne et la hauteur du réservoir,  $\beta$  est le ratio entre le recul de la vanne et la hauteur de la vanne, et  $h$  la hauteur d'observation.

### 2.3.1 ÉTUDES DES TOURS DE PRISE D'EAU DE BÉTON

Goyal et Chopra ont fait une étude dynamique de la prise d'eau isolée du barrage Briones (Goyal & Chopra, 1989). Ils ont développé des modèles idéalisés de la prise d'eau en béton armé et de l'eau qui sont présentés à la figure 2.6.

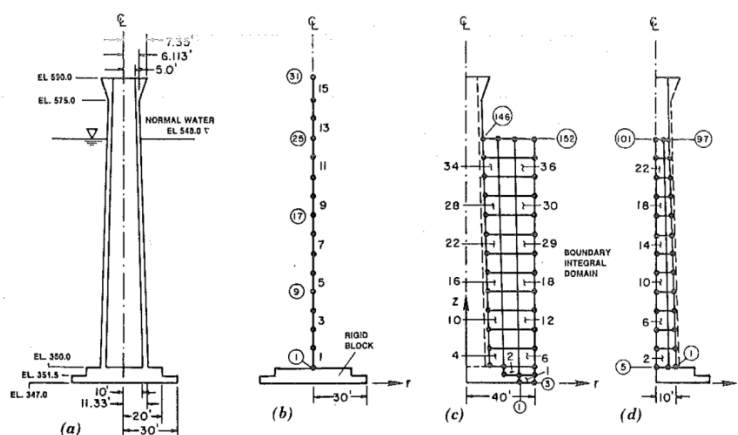


Figure 2.6 : Tour de prise d'eau du barrage Briones. (a) Tour du barrage Briones, (b) Structure seule, (c) Eau au contour de la structure, (d) eau à l'intérieur de la structure (Goyal & Chopra, 1989)

L'interaction entre l'eau et la structure a été intégrée en ajoutant un terme de masse, qui allonge la période des modes de la structure, ainsi qu'un terme de force, causé par les forces hydrodynamiques. Les analyses effectuées montrent que la contribution de l'eau augmente les forces lorsque le modèle est soumis au séisme de Taft de 1952.

Une étude a été accomplie afin de comparer un modèle numérique avec un essai de vibrations ambiantes (Calayir, Dumanoglu & Bayraktar, 1996). L'interaction hydrodynamique a été modélisée selon la formulation de masse ajoutée développée par Goyal et Chopra. Une erreur de 6.4 % a été calculée entre le modèle numérique et les essais in situ.

## 2.4 MÉTHODE PROGRESSIVE D'ÉVALUATION DE LA SÉCURITÉ SISMIQUE

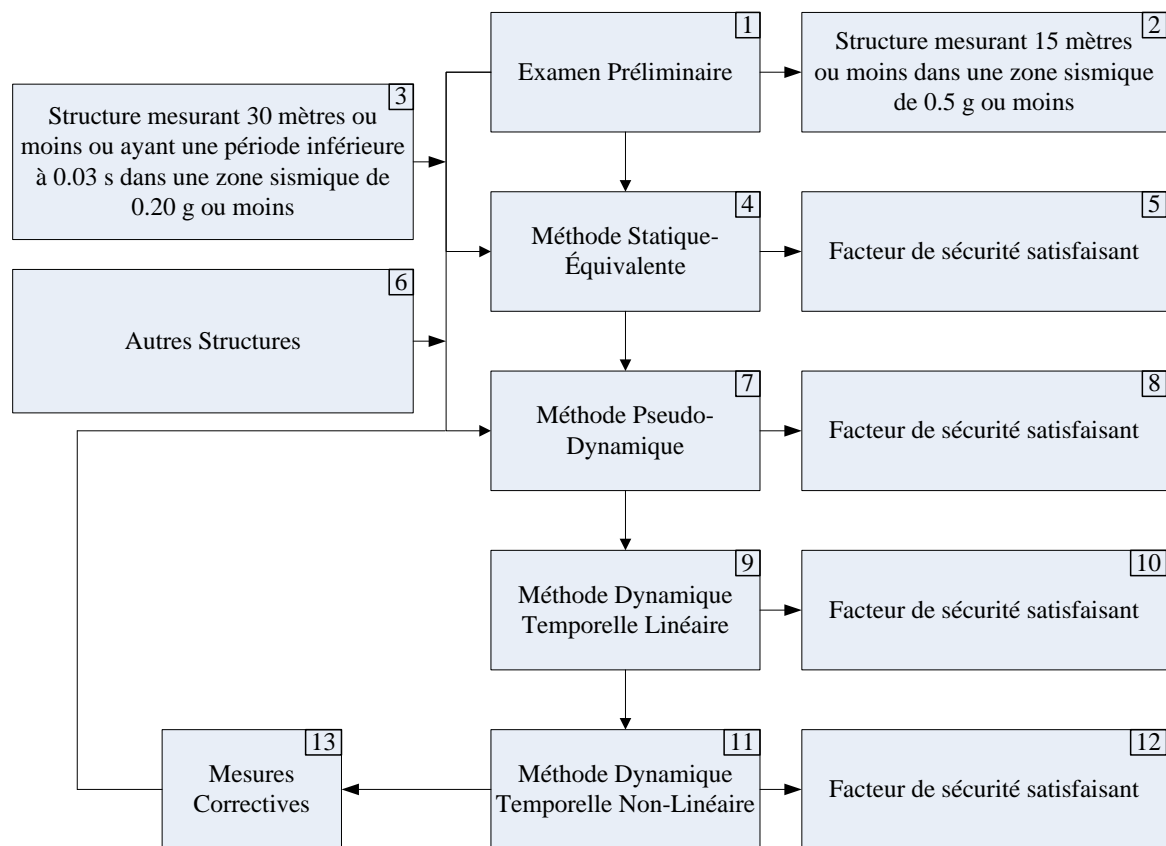
Plusieurs organisations ont proposé des approches progressives afin d'évaluer de façon efficace la sécurité sismique des barrages en béton. L'objectif de ces méthodes est de statuer sur la stabilité des structures en utilisant des analyses de complexité raisonnable. Ghrib et al. (1997) propose une méthodologie de ce type. L'analyse d'un barrage-poids est basée sur trois étapes : une estimation de l'excitation sismique au site, une analyse de la réponse <<dynamique>> (ou

statique équivalente) et une interprétation liant la réponse dynamique aux facteurs de sécurité. Ghrib et al. proposent 5 niveaux d'analyse de complexité croissante.

- 0 Examen préliminaire
- 1 Analyse pseudostatique
- 2 Analyse pseudodynamique
- 3 Analyse temporelle linéaire
- 4 Analyse temporelle non linéaire

De façon générale, on doit passer à un niveau supérieur d'analyse lorsque les critères de stabilité ne sont pas respectés (Hydro-Québec, 2003).

L'examen préliminaire consiste en une comparaison du contexte sismique avec un critère de dépassement. Cet exercice permet de statuer sur la nécessité et le niveau d'une analyse sismique. Le guide de sécurité sismique d'Hydro-Québec propose des critères basés sur l'état de la pratique. Aucune analyse sismique n'est nécessaire pour les structures mesurant 15 mètres de haut ou moins dans des régions dont l'accélération de pointe au rocher pour le SMD (voir section sur les considérations sismologiques) est 0.05 g ou moins. Une analyse préliminaire faite avec la méthode pseudostatistique est valide pour des barrages-poids d'une hauteur inférieure de 30 mètres dans une zone sismique où l'accélération de pointe au rocher pour le SMD est inférieur à 0.20 g. La méthode est aussi généralement acceptable pour des structures ayant des périodes inférieures à 0.03 s. Ces structures peuvent être considérées comme rigides et l'accélération de pointe au rocher peut être utilisée comme accélération spectrale. Les différents types d'analyse seront discutés dans cette section du mémoire. La figure 2.7 résume l'approche progressive.



**Figure 2.7 : Approche progressive proposée afin d'évaluer la sécurité sismique de structure hydraulique**

## 2.5 CAS DE CHARGEMENT ET FACTEUR DE SÉCURITÉ

Hydro-Québec propose de combiner les charges suivantes lorsque l'on effectue une analyse sismique.

$$E(SMD) = D + H_N + Q_{SMD} + S + U_Q \quad (9)$$

Dans cette équation,  $SMD$  représente le séisme maximal de dimensionnement,  $D$  le poids propre,  $H_N$  la poussée hydrostatiques avec le niveau maximal d'exploitation,  $Q_{SMD}$  le séisme de dimensionnement,  $S$  la poussée des sédiments et  $U_Q$  la sous-pression lors du séisme. Les sous-pressions peuvent être comme constantes pendant le séisme (FERC, 2002; USACE, 1995b). En effet, le séisme provoque des fissures qui s'ouvrent et se referment successivement rapidement, de telle façon que l'eau n'a pas la possibilité de s'infiltrer. Une attention particulière doit être portée aux sous-pressions en condition postsismique, où les fissures non drainées doivent tenir compte de l'augmentation potentielle des sous-pressions.

Pour l'analyse de stabilité, le passage hydraulique peut être rempli d'eau ou à sec. Le passage hydraulique à sec représente le cas où les poutrelles amont et aval serait en place lors de la maintenance. Les facteurs de sécurité requis se retrouvent au Tableau 2.3.

**Tableau 2.3 : Facteur de sécurité selon HQ, 2003**

Indicateur de performance	Combinaison de charge extrême (Séisme)
Facteur de sécurité au glissement (résistance de pointe sans essais)	1.3
Facteur de sécurité au glissement (résistance de pointe avec essais)	1.1
Facteur de sécurité au glissement (résistance résiduelle)	1.0



## 2.6 TYPE D'ANALYSE

À partir de 1930, l'évaluation sismique des structures hydrauliques est devenue une priorité à la fois pour les propriétaires des ouvrages, mais aussi pour les autorités responsables. Westergaard (Westergaard, 1933) a proposé la première méthode permettant de considérer la poussée hydrodynamique du réservoir et donc la possibilité de l'inclure dans l'étude de stabilité des structures. Depuis, plusieurs méthodes plus raffinées ont été proposées afin d'analyser les barrages, dont des méthodes utilisant les caractéristiques mécaniques des structures telles que la méthode proposée par Fenves et Chopra (1987).

### 2.6.1 MÉTHODE PSEUDOSTATISTIQUE

Pour la méthode pseudostatistique, aussi appelée, la méthode du coefficient sismique, les forces d'inertie sont appliquées de façon statique sur la structure (Ghrib et al., 1997). Ces forces horizontales peuvent être calculées selon l'équation 10 :

$$EQH = (k)(M)(g) \quad (10)$$

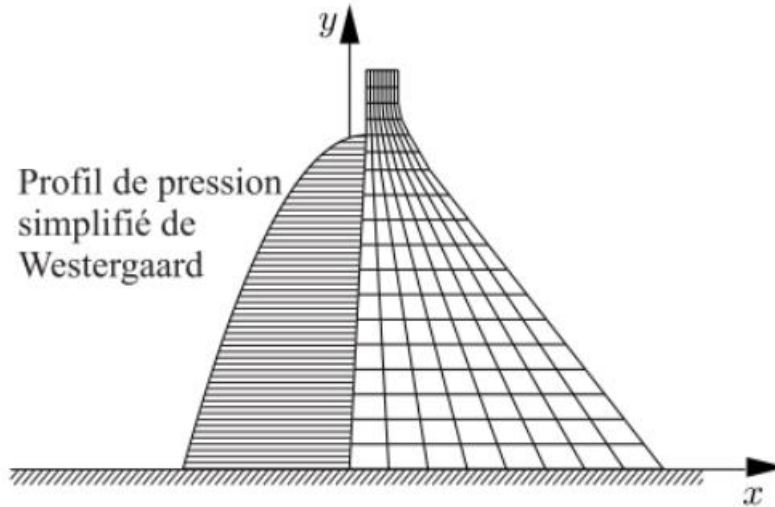
Où  $k$  est le coefficient sismique,  $M$  est la masse de la structure et  $g$  la constante d'accélération de la gravité. Le coefficient sismique peut être obtenu avec une carte de sismicité ou en multipliant l'accélération de pointe au sol (en  $g$ ) par un facteur de 0.5 / $g$  (Ghrib, 1997). La sollicitation verticale peut être considérée comme étant équivalente à la sollicitation horizontale multipliée par un facteur de 0,67 (Hydro-Québec, 2003). De plus, le potentiel de fissuration peut être estimé en utilisant l'accélération de pointe au sol comme coefficient sismique et en comparant les contraintes obtenues aux propriétés dynamiques du béton.

La méthode pseudostatistique est généralement associée à un modèle de masses ajoutées, formulée par Westergaard (Westergaard, 1933). Cette approche consiste à représenter la pression hydrodynamique sous une accélération unitaire par l'équation 11 (Figure 2.8) :

$$p(y) = \frac{7}{8} \rho \sqrt{H_{rés} (H_{rés} - y)} \quad (11)$$

où  $p$  est la pression,  $H_{rés}$  est la hauteur du réservoir et  $y$  est la hauteur observée. Il propose du même coup une formulation permettant de remplacer la pression par des masses pouvant être ajoutées aux nœuds en tenant compte du volume tributaire,  $V_i$ .

$$m(y_i) = \frac{7}{8} V_i \rho \sqrt{H_{rés} (H_{rés} - y_i)} \quad (12)$$



**Figure 2.8 : Profil de pression de Westergaard, tiré de la thèse de doctorat de Miquel (2012 (Miquel, 2012))**

L'équation 12 permet de prendre en compte l'effet de l'eau non seulement sur la pression appliquée sur la structure, mais aussi sur les caractéristiques modales du système barrage-réservoir. De plus, un coefficient, présenté à l'équation 17 (USACE, 1995a), a été proposé afin de tenir compte de la compressibilité de l'eau. Chopra a démontré que cette caractéristique ne pouvait pas être toujours négligée (Chopra, 1970).

$$C_e = \left[ \left( 1 - 7.75 \left( \frac{H_{rés}}{1000 T_Q} \right) \right)^2 \right]^{-0.5} \quad (13)$$

À l'équation 13,  $T_Q$  est la période prédominante de l'excitation sismique. On peut généralement utiliser  $T_Q = 0.5s$  pour l'ouest du Canada et  $T_Q = 0.1s$  pour l'est.

Il est à noter que la méthode de Westergaard a été conceptualisée en tenant compte comme hypothèses : le fluide incompressible, le réservoir infini du côté amont et la structure rigide. Cependant, cette méthode, populaire par sa simplicité, est parfois utilisée dans des situations où

ces hypothèses ne sont pas respectées (Wilson, 1998). Wilson compare les pressions obtenues par la formulation de Westergaard à celles obtenues par une modélisation par éléments finis d'un réservoir de 100 pieds de profond par 300 pieds de long. Il utilise un amortissement modal de 5 % ainsi qu'une condition frontière de radiation à l'aval. Les résultats de cette analyse se retrouvent au tableau 2.4.

**Tableau 2.4 : Domaine de validité de la formulation de Westergaard (Wilson, 1998)**

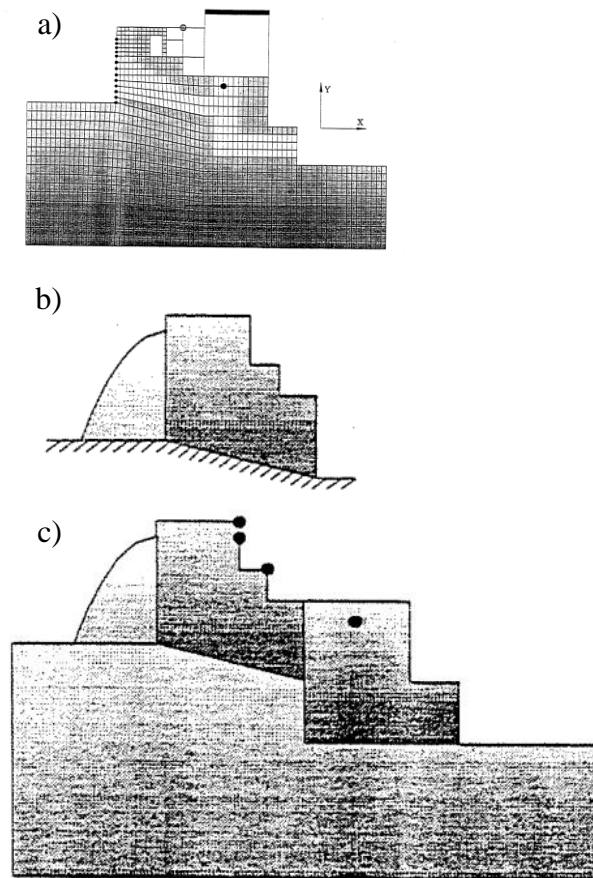
Fréquence de chargement	Pression maximum du fluide - FE	Solution de Westergaard <sup>1,2</sup>
cycle/sec	psi	psi
2	36.3	35.9
5	33.5	39.1
10	53.4	66.9
20	58.3	66.9
30	11.5	66.9

<sup>1</sup>Incluant la correction pour la compressibilité de l'eau

<sup>2</sup>La solution classique de Westergaard négligeant la compressibilité résulte en une pression de 37.9 psi

Wilson conclut que pour un chargement à basse fréquence (5 cps), la solution de Westergaard est acceptable. Cependant, dû à une singularité dans la formulation, les résultats ne sont pas valides pour un chargement supérieur à 10 cps.

Paultre, Proulx, Charbonneau et Phat ont comparé un modèle numérique 2D du barrage-poids de Beauharnois avec des tests de vibration in situ (Paultre, Proulx, Charbonneau, & Phat, 1997). Ils ont obtenu une bonne corrélation entre les essais in situ et un modèle incorporant l'estimation de Westergaard pour les caractéristiques du premier mode. Le modèle étudié se retrouve à la figure 2.9. Le test de vibration in situ a identifié une première fréquence à 8.0 Hz. Un calcul modal a été effectué sur les modèles b) et c) et les fréquences fondamentales sont de 8.95 Hz et de 8.07 Hz respectivement.



**Figure 2.9 : Modélisation du barrage-poids de Beauharnois. a) Modélisation de la conduite à sec; b) Structure + Westergaard; c) Modélisation de la structure complète avec des masses ajoutées pour les planchers de béton (Paultre, Proulx, Charbonneau, & Phat, 1997)**

### **2.6.2 MÉTHODE PSEUDODYNAMIQUE**

La méthode pseudodynamique permet d'éliminer certaines hypothèses simplificatrices afin d'obtenir une analyse plus juste comparativement à la situation réelle. Elle permet entre autres de prendre en compte de la flexibilité de la structure. Plusieurs variations de la méthode existent, dont la formulation proposée par Fenves et Chopra (1987). Cette dernière est basée sur l'analyse par FE de plusieurs sections de barrages. L'avantage de la méthode réside dans sa simplicité. Chopra fournit des équations empiriques pour la période fondamentale du barrage, du système barrage-réservoir-fondation ainsi que l'amortissement du système.

$$T = \frac{0.38 H_s}{\sqrt{E}} \quad (14)$$

où  $T_1$  est la période fondamentale du barrage,  $H_s$  la hauteur de la structure et  $E$  le module d'élasticité.

$$\tilde{T}_1 = R_r R_f T_1 \quad (15)$$

$$\tilde{\xi}_1 = \frac{1}{R_r} \frac{1}{R_f^3} \xi_1 + \xi_r + \xi_f \quad (16)$$

où  $\tilde{T}_1$  et  $\tilde{\xi}_1$  sont la période et l'amortissement du système. Les coefficients  $R_r$ ,  $R_f$ ,  $\xi_1$ ,  $\xi_r$  et  $\xi_f$  sont des coefficients dépendants des caractéristiques du barrage (indice 1), de la fondation (indice  $f$ ) et du réservoir (indice  $r$ ). Chopra propose ensuite une équation pour calculer les forces statiques équivalentes causées par le mode fondamental :

$$f_1(y) = \frac{\tilde{L}_1}{\tilde{M}_1} S_a(\tilde{T}_1, \tilde{\xi}_1) \left\{ \mu_s(y) \psi_1^{(x)}(0, y) - \bar{p}_1(0, y, T) \right\} \quad (17)$$

où  $\tilde{L}_1$ ,  $\tilde{M}_1$  et  $T_r$  sont la force, masse généralisée et période fondamentale du système,  $\mu_s$  est la masse linéique du barrage,  $\psi_1^{(x)}$  le mode fondamental de la structure à sec,  $y$ , la hauteur d'observation et  $\bar{p}_1$  la fonction de réponse en fréquence pour la pression causée par la déformation du barrage.

Il est aussi possible d'utiliser la méthode classique pseudodynamique afin d'évaluer une structure hydraulique. Cette méthode consiste à effectuer une analyse modale avec un spectre et d'effectuer une superposition modale. Généralement, les barrages sont assez rigides pour nécessiter que quelques modes afin d'avoir une réponse suffisamment précise. Une correction pour les modes supérieures peut ensuite être appliquée.

Hydro-Québec (2003) propose de calculer le potentiel de fissuration de la structure en utilisant le spectre de calcul et de calculer la stabilité au glissement de la structure en multipliant le spectre de calcul par un facteur de 0.5.

Une méthode simplifiée (Miquel & Bouaanani, 2010) a récemment été proposée. La formulation permet de calculer la réponse sismique d'un barrage à partir du mode et de la fréquence fondamentale du barrage sans présence d'eau, de la force et de la masse généralisée. Miquel propose d'estimer le mode fondamental,  $\psi_1^{(x)}$ , avec une équation cubique.

$$\psi_1^{(x)}(0, y) = a_1 \frac{y}{H_s} + a_2 \left( \frac{y}{H_s} \right)^2 + a_3 \left( \frac{y}{H_s} \right)^3 \quad (18)$$

$H_s$  est la hauteur de la structure. Il est possible de calculer les coefficients  $a_i$  avec 3 coordonnées du mode fondamental. La variable  $y$  est une coordonnée variant selon la hauteur du barrage. Il est possible de calculer les différents facteurs importants de la méthode avec des formulations simplifiées telle que la méthode de Chopra ou en utilisant la méthode d'EF.

Le logiciel CADAM3D (Leclerc & Léger, 2007-2011), développé à l'École Polytechnique de Montréal, a incorporé les méthodes du coefficient sismique, la méthode de Chopra ainsi que la méthode de Bouaanani. Ce logiciel permet de faire des analyses linéaires ou non linéaires de structure telle la prise d'eau sans ajustement de la pression dynamique dû à la présence des ouvertures permettant de statuer sur sa stabilité sismique.

### 2.6.3 MÉTHODE DYNAMIQUE TEMPORELLE

La méthode dynamique temporelle consiste en une analyse dans le temps du système barrage-réservoir soumis à une excitation. Deux types d'analyse temporelle sont possibles, soit linéaire et non linéaire.

Une analyse temporelle non linéaire est la méthode qui requiert le plus d'expertise. Sa complexité et son temps de traitement rendent cette technique très difficile à utiliser même pour les consultants ayant les ressources disponibles. Elle ne sera pas étudiée pour ce mémoire. Cependant, il est possible de calculer la longueur de fissure à une section grâce à une analyse linéaire (Limoges & Léger, 2009). En supposant la perte de cohésion à la section observée après fissuration, il est possible d'observer l'évolution de la stabilité au glissement de la structure dans le temps. Cette analyse est considérée comme conservatrice, puisque les forces internes de l'analyse linéaire ont été calculées avec une structure plus rigide qu'une structure où la fissuration se serait produite.

Une analyse linéaire élastique où les contraintes dépassent les limites élastiques reste valide si le nombre de cycles où ces dépassements se produisent est limité (Dungar, 1994).

## **2.7 CONSIDÉRATIONS SISMOLOGIQUES**

La séismologie est un domaine en effervescence dû aux dommages causés par les tremblements de terre et les incertitudes toujours présentes. L'importance de l'effet des tremblements de terre ne peut être sous-estimée, puisqu'une rupture d'un barrage ou un déversement du réservoir auraient d'importantes conséquences humaines et économiques. Cependant, peu de données historiques sismiques sont disponibles dû au faible nombre d'événements dans l'Est du Canada. Plusieurs méthodes ont été proposées afin de créer des accélérogrammes réalistes selon le contexte géologique permettant d'analyser les structures.

### **2.7.1 SÉISME MAXIMUM CRÉDIBLE ET SÉISME D'OPÉRATION**

Les ouvrages hydrauliques sont généralement évalués pour deux intensités de chargement dynamique avec deux niveaux de performance distincts. Les intensités sont généralement appelées séisme maximum de dimensionnement (SMD) et séisme d'opération (OBE) (ICOLD, 2010; USACE, 2007).

La période de récurrence associée à l'OBE peut varier entre 100 à 500 ans et 500 à 10 000 ans pour le SMD (ICOLD, 2010). Un niveau élevé de dommages est autorisé pour une structure soumise à un SMD, mais la rupture catastrophique ou le déversement du réservoir n'est pas admissible, alors que des dommages mineurs et des réparations simples sont admissibles pour un OBE (USACE, 1995b). Le fonctionnement continu est également nécessaire pour l'OBE (ICOLD, 2010).

### **2.7.2 NIVEAU DE PERFORMANCE DES DIFFÉRENTS ÉLÉMENTS DES PRISES D'EAU**

Les structures sont dimensionnées selon les séismes mentionnés ci-dessus, cependant, Wieland (2012) a remarqué que peu d'éléments électromécaniques sont en fait dimensionnés par des ingénieurs en structure, donc ne respecte pas nécessairement des critères spécifiques de performance. De plus, l'évaluation de structures construites à une époque où on ne considérait que sommairement les effets sismiques est impérative pour leur sécurité. Donc, Wieland propose des niveaux de performance pour les différents éléments, structuraux et électromécaniques, associés à leur importance pour la sécurité. Les niveaux se définissent comme suit :

Niveau 1 : Structure critique à la sécurité, c'est-à-dire toutes les structures protégeant le déversement du réservoir.

Niveau 2 : Toutes les structures reliées à la production d'électricité.

Niveau 3 : Tous les éléments pouvant être facilement remplaçables.

Les éléments de niveau 1 doivent donc résister au SMD, puisqu'ils doivent être utilisés après le séisme. Pour ce qui est du niveau 2, on demande à ces éléments de fonctionner à la suite d'un l'OBE.

### **2.7.3 ANALYSE DYNAMIQUE INCRÉMENTALE**

Une analyse dynamique incrémentale (IDA - Incremental Dynamic Analysis en anglais) consiste en l'analyse d'un élément spécifique d'une structure soumise à des séismes d'intensité croissante. Ceci permet d'examiner la fragilité de l'élément en question.

Le choix d'accélérogrammes compatibles avec les spectres d'accélération du site est important puisqu'ils vont grandement influencer la réponse structurale. Deux techniques peuvent être utilisées. Un accélérogramme où l'intensité serait mis à l'échelle ou plusieurs accélérogrammes d'intensité différentes.

Plusieurs définitions de l'intensité existent dans la littérature. Ye, Guan et Zhuge (2011) ont répertorié plus de 30 indices d'intensité. Un paramètre souvent utilisé comme indice est le PGA, ou accélération de pointe au sol. Ce paramètre peut être utile, cependant, il n'est pas suffisant pour décrire adéquatement un séisme (Ye, Ma, Miao, Guan, & Zhuge, 2011). La vitesse de pointe au sol (PGV) décrit mieux l'endommagement causé par le séisme et a été incluse dans le code national du bâtiment japonais, qui a associé le PGV au risque sismique. Un indice sismique utile pour les structures hydrauliques est l'accélération spectrale du premier mode,  $S_a(T_1)$ . En effet, c'est indice a l'avantage d'être simple et particulièrement adapté aux structures dont le comportement dynamique est dominé par le premier mode, ce qui est généralement le cas pour les barrages-poids. Les indices d'intensité utilisés pour ce mémoire sont les caractéristiques dynamiques (PGA,  $S_a(T_1)$ ) qui ont été obtenu pour différentes périodes de retour des séismes (PR).



#### 2.7.4 SPECTRE DE CALCUL

Peu d'événements sismiques ont eu lieu à l'est du Canada. De plus, il y a un manque de données sur les séismes de grandes intensités. Donc, pour ce mémoire des séismes artificiels sont utilisés. Puisque les analyses incrémentales sont en fonction de la PR, la méthodologie utilisée consiste à trouver 1) des spectres de différentes PR adaptées au contexte sismologique d'un site, 2) des accélérogrammes compatibles à ces spectres.

Les spectres généralement utilisés en ingénierie sont des spectres lissés. Au Canada, l'UHS (<<Uniform Hazard Spectra>>) est proposé dans le code national du bâtiment. L'UHS pour l'Est du Canada est basé sur deux modèles, le modèle historique et le modèle régional (Atkinson & Elgohary, 2007). Le modèle historique tient compte des précédents événements sismiques s'étant produits au site concerné. Le modèle régional se base sur le contexte séismotectonique et géologique en place, c'est-à-dire les sources d'événements sismiques. Le code national du bâtiment utilise le modèle robuste, c'est-à-dire qu'il crée le spectre en prenant la valeur maximale des deux modèles pour chacune des périodes.

Ces spectres sont établis en fonction de la probabilité d'occurrence d'un séisme. Le code national du bâtiment canadien propose plusieurs spectres avec une période de retour de 2500 ans (2 % pour 50 ans). Certains auteurs ont proposé des spectres d'accélération avec d'autres périodes de retour, dont Ko et Schellenberg (Ko & Schellenberg, 2002) principalement pour l'Ontario, Wanitkorkul et Filiatrault (Wanitkorkul & Filiatrault, 2005) pour la ville de New York ainsi qu'Atkinson et Elgohary (Atkinson & Elgohary, 2007) pour l'est de l'Amérique du Nord. Pour ce mémoire, nous allons utiliser les spectres développés par Atkinson pour Ko et Schellenberg (2002) pour la vallée d'Ottawa. Ces spectres sont représentés à la figure 2.10.

Cependant, pour des projets d'importance tels les barrages, l'expertise d'un sismologue est généralement nécessaire afin de produire des spectres spécifiques représentant fidèlement le contexte séismotectonique du projet.

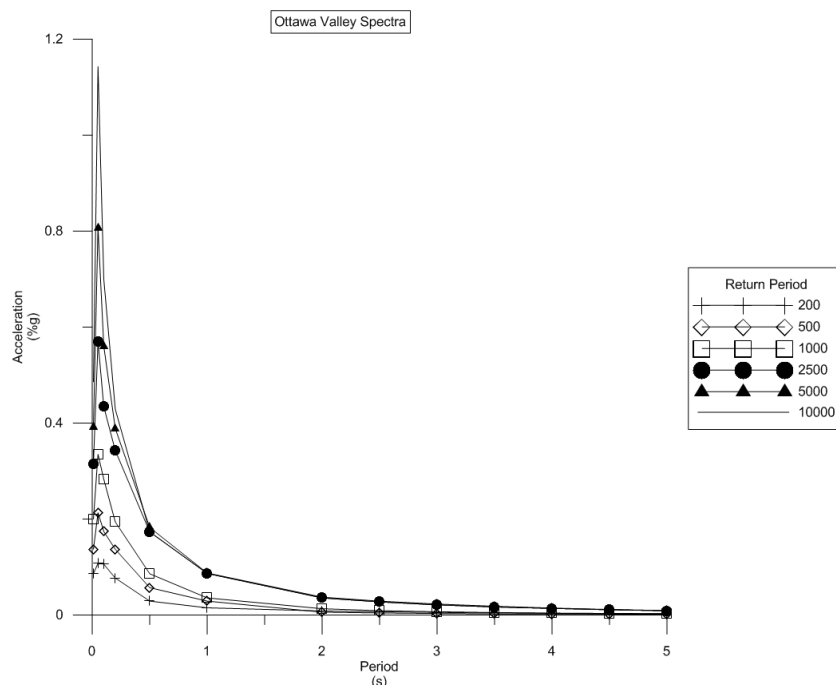


Figure 2.10 : Spectres adaptés de Ko et Schellenberg (2002) (Périodes de retour en année)

### 2.7.5 ACCÉLÉROGRAMMES COMPATIBLES AU SPECTRE CIBLE

Afin de mener une analyse temporelle linéaire, un accélérogramme compatible avec le spectre précédemment utilisé est nécessaire. Pour ce faire, il est possible d'utiliser un enregistrement historique, lorsque des données suffisantes sont présentes. Lorsqu'il y a un manque de données, il est admissible de générer artificiellement des enregistrements.

Généralement, un accélérogramme ne sera pas satisfaisant pour représenter un spectre UHS, puisque celui-ci est construit en tenant compte de plusieurs enregistrements de magnitudes et de distances différentes (Adams & Halchuk, 2003). Des tableaux ont été proposés afin de sélectionner des paires magnitudes-distances valides pour l'est de l'Amérique du Nord (Atkinson & Beresnev, 1997). Ces tableaux comportent des magnitudes allant de 5.50 à 7.2 et des distances allant de 15 km à 300 km. Plusieurs logiciels ont été produits afin de créer des accélérogrammes, tel que SGMSv5 et RSCTH (Wanitkorkul et Filiatrault, 2005). Pour ce mémoire, les accélérogrammes compatibles avec les spectres de Ko et Schellenberg (2002) ont été développés par Limoge (Limoges & Léger, 2009) à l'aide du logiciel RSCTH (response spectrum compatible time histories) et utilisés.

**Tableau 2.5 Caractéristiques des séismes**

Période de retour (années)	200	500	1000	2,500	5,000	10,000
Magnitude	5.50	6.50	7.00	7.00	7.00	7.25
Distance (km)	38.0	53.0	52.0	37.0	31.0	30.0
PGA (g)	0.16	0.25	0.37	0.59	0.84	1.16

## RÉFÉRENCES DU CHAPITRE 1 ET 2

- FERC (Federal Energy Regulatory Commission), Chapter III - Gravity Dams (2002).
- ICOLD (International Commission on Large Dams), Position Paper on Dam Safety and Earthquakes (2010), Paris, France.
- USACE (US Army Corps of Engineers), (1995a). *Engineering and Design - Gravity Dam Design*. Hyattsville, MD: USACE.
- USACE (US Army Corps of Engineers), (1995b). *Gravity Dam Design* (Publication n° EM 1110-2-2200). Washington, DC:
- USACE (US Army Corps of Engineers), (2003). *Time-History Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures* (Publication n° EM 1110-2-6051). Washington, DC:
- USACE (US Army Corps of Engineers), (2007). *Earthquake Design and Evaluation of Concrete Hydraulic Structures* (Publication n° EM 1110-2-6053). Washington, DC:
- Adams, J., & Halchuk, S. (2003). Fourth generation seismic hazard maps of Canada: Values for over 650 Canadian localities intended for the 2005 National Building Code of Canada. *Geological Survey of Canada*.
- ADINA R & D, I. (2005). *Theory and Modeling Guide, Volume I: ADINA Solids & Structures*. 71 Elton Avenue, Watertown, MA, USA:
- Atkinson, G., & Beresnev, I. (1997). Compatible ground-motion time histories for new national seismic hazard maps. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 25(2), 305-318.
- Atkinson, G., & Elgohary, M. (2007). Typical uniform hazard spectra for eastern North America sites at low probability levels. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 1(34), 12-18.
- Bouaanani, N., & Lu, F. Y. (2009). Assessment of potential-based fluid finite elements for seismic analysis of dam-reservoir systems. *Computers & Structures*, 87(3-4), 206-224. doi: 10.1016/j.compstruc.2008.10.006
- Calayir, Y., Dumanoglu, A. A., & Bayraktar, A. (1996). Earthquake analysis of gravity dam-reservoir systems using the Eulerian and Lagrangian approaches. *Computers and Structures*, 59(5), 877-890.
- Chopra, A. K. (1970). *Earthquake Response of Gravity Dams*. (Rapport n° UCB/EERC-70/01). Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.

- Chopra, A. K., Wilson, E. L., & Farhoomand, I. (1968). Earthquake Analysis of Reservoir-Dam Systems. *Journal of Engineering Mechanics Div. ASCE*, 94(6), 1475-1500.
- Dungar, R. (1994). Complexity, uncertainty and realism in the seismic safety evaluation of concrete dams : linear analysis. *Hydropower and Dams*, 1(3), 49-60.
- Fenves, G., & Chopra, A. K. (1987). Simplified Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 8(113), 1688-1708.
- Ghrib, B., Léger, P., Tinawi, R., Lupien, R., & Veilleux, M. (1997). Seismic Safety Evaluation of Gravity Dams. *International Journal on Hydropower & Dams*, 4(2), 126-137.
- Goyal, A., & Chopra, A. K. (1989). Hydrodynamic and Foundation Interaction Effects in Dynamics of Intake Towers: Earthquake Responses. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 115(6), 1386-1395.
- Greeves, E. J., & Taylor, C. A. (1992). The use of displacement type fluid finite elements for the analysis of dam-reservoir. *Dam Engineering*, 3(1), 169-200.
- Hall, J. F., & Chopra, A. K. (1986). *EACD-3D, a computer program for three dimensional earthquake analysis of concrete dams* (Rapport n° UCB/EERC-86/09). Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California
- Hydro-Québec, Guide pour l'évaluation de la sécurité sismique des barrages (2003).
- Ko, P. T. L., & Schellenberg, G. (2002). Escalation of seismic loadings in the Prairie and Ontario. *Pre-Workshop of the Canadian Dam Association*, Victoria, B.C., Canada.
- Koboevic, S., Guilini-Charette, K., Castonguay, P. X., & Tremblay, R. (2011). Selection and Scalling of NBCC 2005 Compatible Simulated Ground Motions for Nonlinear Seismic Analysis of Low-Rise Steel Building Structures. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 38, 1391-1403. doi: 10.1139/111-094
- Kojic, S. B., & Trifunac, M. D. (1988). Transient Pressures in Hydrotechnical Tunnels During Earthquakes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16 523-539.
- Kuo, J. S. (1982). *Fluid-Structure Interactions : Added Mass Computations for Incompressible Fluid* (Rapport n° UCB/EERC-82/09). Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
- Leclerc, M., & Léger, P. (2007-2011). *Cadam-3D-HQ Computer Aided Analysis of Concrete Gravity Dams, Gated Spillway and Water Intake Structures*, École Polytechnique, Montréal, Québec., Canada.

- Limoges, A., & Léger, P. (2009). Seismic Safety Assessment of Gated Spillways. *ASCE Journal of Performance of Constructed Facilities*, 23(4), 209-218. doi: 10.1061//asce/cf.1943-5509.00000008
- Miquel, B. (2012). *Nouvelles techniques pratiques pour la modélisation du comportement dynamique des systèmes eau-structure*. Thèse de doctorat. École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, Canada.
- Miquel, B., & Bouaanani, N. (2010). Simplified evaluation of the vibration period and seismic response of gravity dam-water systems. *Engineering Structures*, 32(8), 2488-2502.
- Nakayama, Y., Omachi, T., & Inoue, S. (2008). Proposal of practicable evaluation method of hydrodynamic pressure on dam gate at earthquake. *Japanese Society of Civil Engineering*, 64(4). (en japonais)
- Ohmachi, T., Zhang, H., Yabuki, N., & Tsukada, N. (1998). Experimental Study of Hydrodynamic Pressure Inside Narrow Cavities. *Journal of Japan Society of Dam Engineers*, 8(1), 35-40.
- Olson, L. G., & Bathe, K. J. (1985). An infinite element for analysis of transient fluid-structure interactions. *Eng. Comput*, 2 319-329.
- Paultre, P., Proulx, J., Charbonneau, C., & Phat, T. M. (1997). An experimental database for the dynamic behaviour of concrete dams. *Proceedings of the Canadian Dam Safety Conference*, Montreal, Quebec, Canada, 7-47-7.61.
- Shimamoto, K., Takasu, S., Ikeda, T., Sasaki, T., & Kikuchi, K. (2012). Seismic Performance Evaluation Method for Dam Gates During Large Earthquakes. *Proceedings of the 24th International Congress on Large Dams*, Kyoto, Japon, 620-639.
- Tasuda, S., Verdugo, R., Konagai, K., Sugano, T., Villalobos, F., Okamura, M., Towhata, I. (2010). Geotechnical damage caused by the 2010 Maule, Chile Earthquake. *International Society for Soil and Geotechnical Engineering*, 4(2), 16-26.
- Wanitkorkul, A., & Filiatrault, A. (2005). *Simulation of strong ground motions for seismic fragility evaluation of nonstructural components in hospitals* (Rapport n° No. MCEER-05-0005). Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y.
- Westergaard, H. M. (1933). Water Pressures on Dams During Earthquakes. *Transactions of the American Society of Civil Engineering*, 98 418-433.

- Wieland, M. (2005). Hydrodynamic Pressures. *International Water Power & Dam Construction*, 57(10), 18-25.
- Wieland, M. (2009). Features of seismic hazard in large dam projects and strong motion monitoring of large dams. *Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China*, 4(1), 56-64. doi: 10.1007/s11709-010-0005-6
- Wieland, M. (2012). Seismic Design and Safety Aspects of Bottom Outlets, Spillways and Intake Structures of Large Storage Dams. *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal.
- Wieland, M. (2013). Seismic design of major components. *International Water Power & Dam Construction* 16-19.
- Wilson, E. L. (1998). *Static and Dynamic Analysis of Structures* (2<sup>e</sup> éd.). Berkeley, California: Computers and Structures, Inc.
- Ye, L., Ma, Q., Miao, Z., Guan, H., & Zhuge, Y. (2011). Numerical and comparative study of earthquake intensity indices in seismic analysis. *The Structural Design of Tall and Special Buildings* 362-381. doi: 10.1002/tal.693
- Zhang, C. (2011). The Performance of Dams during the Wenchuan 5-12 Earthquake and Lessons Learned from the Event. *Journal of Earthquake and Tsunami*, 05(04), 309-327. doi: 10.1142/s179343111100111x
- Zienkiewicz, O. C., & Bettess, P. (1978). Fluid-Structure Dynamic Interaction and Wave Forces. An introduction to Numerical Treatment. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 13, 1-16.

## CHAPITRE 3      ARTICLE 1: FINITE ELEMENT SEISMIC SAFETY ASSESSMENT OF WATER INTAKE STRUCTURES

Cette section présente l'article soumis récemment à la revue Finite Element in Analysis and Design. Les auteurs de l'article sont Alexis Lefrançois, Pierre Léger et Najib Bouaanani.

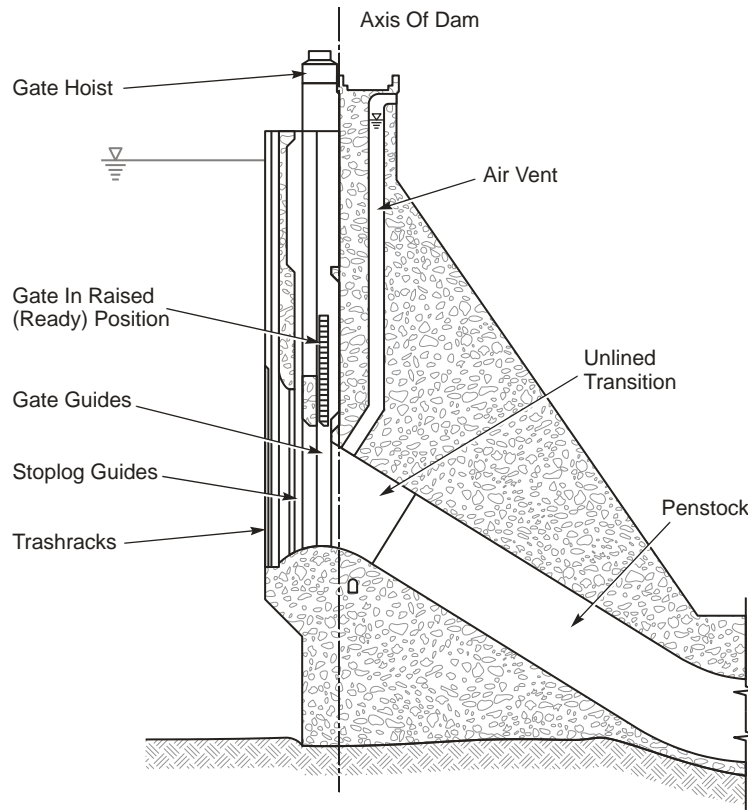
**Abstract:** This paper presents a methodology to assess the seismic safety of concrete gravity water intake structures of typical hydroelectric facilities. Water intake structures are characterized by large voids for the gates and penstock embedded in concrete. In practice, the well-known Westergaard formulation (WF), assuming a vertical rigid wall, is most often used to represent hydrodynamic pressures. However, the validity of the WF for water intake structures has not been addressed in the past. A parametric analysis is performed herein using four 40m high intake structures with upstream opening void ratio,  $\chi$ , ranging from 0% to 30% of the concrete surface in contact with water. Three-dimensional finite element models (FEM) with potential-based incompressible fluid elements are used in steady-state and transient seismic fluid-structure interaction (FSI) analyses to consider water in the penstock as well as in the reservoir. Modification factors which depend on  $\chi$  are derived from the 3D FEM such that a Westergaard modified formulation (WMF) is proposed to represent adequately FSI. Simplified structural models using beam-column elements with section properties accounting for the presence the penstock opening and the proposed WMF are used as an efficient alternative to complex 3D FEM. A seismic safety assessment of an intake considering ground motions of return periods ranging from 200 to 10,000 years are used to assess the safety level of the intake structure. The internal forces and residual sliding displacements are computed. It is shown that the proposed WMF and the simplified stick model formulation provides hydrodynamic thrust within approximately 10% of the reference 3D FEM. The seismic response (i.e. base shear) is also adequately predicted using the proposed simplified modeling strategy.

**Keywords:** Finite elements, fluid structure interaction, seismic safety assessment, concrete hydraulic structure, hydrodynamic pressure, water intake structure.



### 3.1 INTRODUCTION

The May 12, 2008 Wenchuan earthquake in China of Magnitude 7.9 has emphasized the importance of safety assessment for dams subjected to large ground motions [1]. Wieland reported damage to the gate room structure of the intake tower of the 156 m high Zipingpu concrete face rockfill dam [1]. These events bring a better understanding of the hazards that can affect hydraulic structures. Improvement of guidelines and regulations for the seismic safety assessment of the various appurtenant structures to concrete dams is imperative to ensure public safety [2-4]. While much attention has been focused on the evaluation of seismically induced hydrodynamic pressure and related seismic gravity dam response [5-9], few research works have been conducted on appurtenant structures such as free standing circular water intake structures [2,10-11]. However, an accurate hydrodynamic pressure evaluation for stability assessment of concrete gravity water intake structures with large upstream face openings (Fig. 3.1) requires the finite element (FE) solution of a fluid-structure interaction (FSI) problem of complex geometry that, to the best of the authors' knowledge, has not been reported in the literature. A concrete water intake may be vulnerable to cracking and sliding, but also to the failure of gates and electromechanical equipment. Paultre et al. [12] reported in situ forced-vibration testing of a closed gate water empty (or dry) turbine group of the Beauharnois 22 m high intake structure leading to a fundamental period  $T_1$  of 0.125 s with 6 % critical damping. Simple 2D FE models using the classical Westergaard added mass approach [7] to represent the reservoir gave a fundamental period  $T_1$  of 0.124 s. However the effect of the gate opening with water inside the intake in contact with the reservoir was not investigated. The classical Westergaard formulation (WF) is widely used because of its simplicity. It has originally been developed for rigid structures impounding incompressible fluid. Since then, corrections have been suggested to improve this formulation, such as the  $C_e$  coefficient to take the compressibility of water into account [13]. Other simplified approaches have also been proposed to consider the flexibility of the dam [5-6,14]. However, the appropriate way to define and implement an added mass model for an intake structure with conduct openings has not been studied in the past.

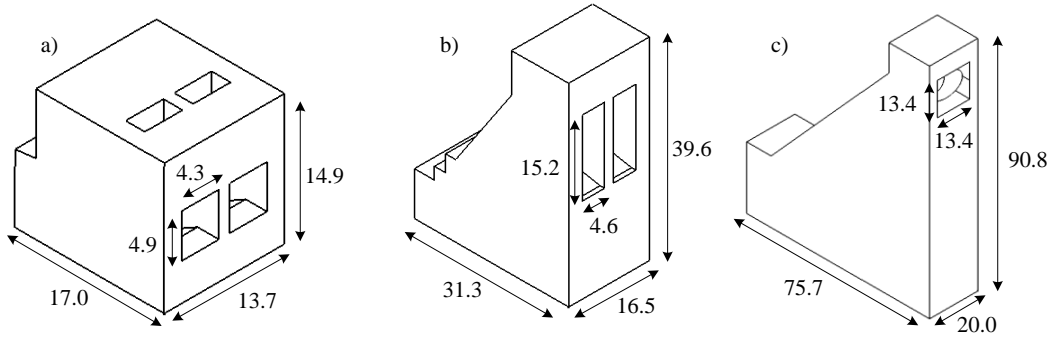


**Figure 3.1 : Gravity water intake structure components**

This paper first investigates the effect of penstock surface openings in contact with the reservoir on the hydrodynamic pressure of four 40 m high three-dimensional water intake (FE) models. The fluid in the reservoir and in the intake is modeled using an Eulerian formulation with the upstream face surface opening ratio,  $\chi$ , varying from 10% to 30%. A simplified added mass Westergaard modified formulation (WMF) is derived to estimate seismic hydrodynamic pressures for intake structures. A simplified intake "stick" model combining beam-column elements with cross-sectional properties accounting for openings and the WMF is proposed as an efficient alternative to the 3D FSI FE models (FEM) for practical applications. Steady-state and seismic time-history analyses are conducted to compare the proposed stick model with a WMF to the classical WF using FEM as reference solutions. Finally, the proposed simplified intake model with WMF is applied to illustrate a seismic safety assessment of water intake structures for earthquake ground motions with systematically increased intensity.

### 3.2 CHARACTERISTICS OF TYPICAL CONCRETE WATER INTAKE GRAVITY STRUCTURES

Three existing gravity water intake structures located in Canada, shown in Fig. 3.2, are studied to define the main characteristics that affect the intake response when subjected to dynamic loads.



**Figure 3.2 : Typical gravity water intake structures (geometric dimensions in meters): a) Structure A, b) Structure B, c) Structure C**

Table 3.1 presents the height, the concrete volume and mass, the volume void ratio, the water mass, the upstream face surface opening ratio,  $\chi$ , and the fundamental periods of the dry and wet structures.

**Table 3.1 : Characteristics of gravity water intake structures**

Water intake structure	A	B	C
Height (m)	12.73	33.83	90.83
Concrete Volume (m <sup>3</sup> )	2170	10508	82082
Concrete Mass (Mg)	5042	25244	191678
Volume Void (%)	33.0%	21.5%	5.8%
Water Mass (Mg)	986	2650	4579
Face Surface Void (%)	20.7%	21.4%	9.9%
T <sub>1</sub> (s) (Dry structure)	0.044	0.11	0.19
T <sub>1</sub> (s) (Wet structure)	0.049	0.13	0.23
T <sub>1</sub> Elongation (%)	11.4%	18.2%	21.0%

The face surface void ranges from 10% to slightly beyond 20%. The volume void ranges from 6% to 33%. The average height of the structures is 45.8 m. The fundamental periods of the dry structures, ranging from 0.04 s for the smallest to 0.19 s for the tallest, increases by 11% to 21%,

respectively, when the fluid effects are included. These periods were computed using the simplified method as described by Miquel and Bouaanani [6] assuming incompressible water and a simplified "stick" model of the intakes as described later in the paper. The characteristics of these water intake structures (Table 3.1) are used later in the study to define models for parametric analyses.

### 3.3 HYDRODYNAMIC PRESSURE CONSIDERATIONS

The interaction between a reservoir and an intake structure makes the dynamic analysis of such systems complex [14]. Different methods have been proposed to compute the hydrodynamic pressure due to seismic loads. Westergaard [7] proposed to represent the effect of hydrodynamic pressure of the fluid as added masses,  $m(y_i)$  with a parabolic distribution (Fig. 3.5, Eq. 19).

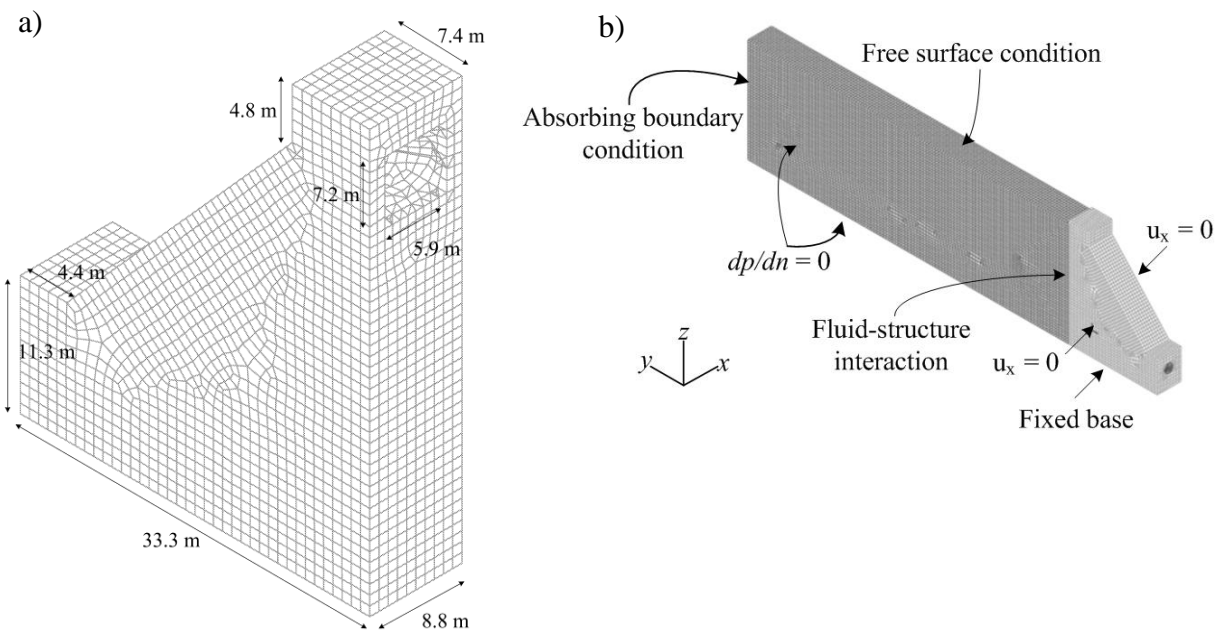
$$m(y_i) = \frac{7}{8} \rho_w V_i \sqrt{H_{res} (H_{res} - y_i)} \quad (19)$$

where,  $\rho_w$  is the water density,  $y_i$  is the elevation of node "i",  $H_{res}$  is the reservoir height, and  $V_i$  is the tributary volume of water associated to node "i".

This formulation is based on incompressible water, an infinite upstream reservoir and a rigid vertical wall in contact with water. It is however still widely used in practice because of its simplicity. Moreover, it has been shown to be accurate as compared to more rigorous FE fluid formulation for low frequency seismic motions [15]. For earthquake excitations with larger frequencies, water compressibility may affect the results. Fenves and Chopra [14] derived a simplified hydrodynamic pressure formulation based on rigorous frequency-domain fluid-structure interaction analysis using finite elements including the flexibility of typical gravity dam cross sections. Miquel and Bouaanani [6] also proposed a practical method to evaluate the seismic response of gravity dams. This simplified formulation, either with compressible or incompressible water assumptions, is based on the approximation of the fundamental mode of vibration of the dry structure using a cubic equation and thus takes into account the flexibility and geometry of the structure. It is also possible to use the FE method in the time domain to compute the hydrodynamic pressure as well as the internal forces in the dam. The Lagrangian [16-17] or Eulerian [17-18] finite elements are generally used to model the reservoir. The

Lagrangian method uses the nodal displacement as degrees of freedom while the Eulerian method uses the nodal pressure. The Lagrangian method is delicate to use because it requires the control of zero energy deformation mode due to the absence of shear stiffness of water elements. The Eulerian method can be implemented using either compressible or incompressible water assumptions.

The Eulerian method is used in this study as implemented in the computer program ADINA [19]. Bouaanani and Lu [18] have studied the performance of a combination of free surface, absorbing and fluid-structure compatibility boundary conditions. They concluded that these boundary conditions were appropriate to model the reservoir using the Eulerian approach. In this work, a reservoir volume having the same thickness of the intake structure is considered as illustrated in Fig. 3.3b.



**Figure 3.3 : D2-10 Water intake structure for numerical applications: (a) finite element mesh and (b) boundary conditions and reservoir model**

A free surface condition is placed at the top of the reservoir such that the hydrodynamic pressure is zero. A rigid boundary condition implying that the derivative of hydrodynamic pressure,  $p$ , to the normal of reservoir surface is set to zero at the left face, the right face, as well as the bottom and downstream faces of the reservoir. An infinite boundary condition is placed at the upstream limit to truncate the reservoir and prevent the pressure waves to be reflected in the domain of

study. A reservoir length at least twice its height is required for accurate results [6]. Finally, fluid-structure interface elements are placed between fluid and solid nodes. These interface elements allow the compatibility between the nodal fluid pressures and the nodal displacements of the structure.

Wilson [15] and Shimamoto et al. [20] studied the effect of the set-back of a spillway gate located at the top of a spillway pier on the seismic hydrodynamic pressure intensity and distribution. Both concluded that the set-back reduced the hydrodynamic pressure mainly in front of the gate as compared to the classical WF. Wilson [15] studied the effect of this set-back at the base of the gate and showed that the reduction of the pressure was more important at this level than at the base of the spillway.

### 3.4 INTAKE STRUCTURES ANALYSED

#### 3.4.1 DESCRIPTION

Four FE models, D1-0 to D4-30, described in Table 3.2 are developed using Table 3.1 to define their key characteristics.

**Table 3.2 : Characteristics of intake models for parametric study**

Water intake structure	D1-0	D2-10	D3-20	D4-30
Height (m)	40	40	40	40
Concrete Volume (m <sup>3</sup> )	7461	6934	6737	6464
Concrete Mass (Mg)	17110	15901	15450	14824
Volume Void (%)	0.0%	7.1%	9.7%	13.4%
Water Mass (Mg)	0	527	724	997
Face Surface Void (%)	0%	11%	19%	29%
T <sub>1</sub> (s) (Dry Structure)	0.093	0.092	0.091	0.093
T <sub>1</sub> (s) (Wet Structure)	0.109	0.105	0.104	0.102
T <sub>1</sub> Elongation (%)	17.2	14.1	14.3	9.7

The height of the models is fixed to 40 m, slightly below the observed average height in Table 3.1 (45.8 m). The upstream face surface opening ratio,  $\chi$ , of the water conduct in the upstream vertical wall is selected to vary from  $\chi = 0$  % (D1-0) to  $\chi = 30$  % (D4-30). Parameter  $\chi = 20$  % (D3-20) represents a typical value in Table 3.1 with  $\chi = 10$  % and  $\chi = 30$  % being lower and

upper bound values. The material characteristics are given in Table 3.3 [21]. The fundamental period of the dry structures is approximately  $T_1 = 0.09$  s. The elongation of the period of the wet intake ranges from 10 % to 17 %, which is similar to the 10 % to 20 % range reported in Table 3.1.

**Table 3.3 : Material properties<sup>(a)</sup>**

Concrete and joints	
$\gamma_{\text{concrete}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	22.79
$E'_{\text{concrete}}$ (MPa)	25 000
$\nu_{\text{concrete}}$	0.2
$f'_c$ (MPa)	17
$f_t$ concrete-rock	0
$c$ concrete-rock (kPa)	200 (Lo et al. 1990)
$\Phi$ concrete-rock (°)	44 (Lo et al. 1990)

(a)  $\gamma$ =unit weight;  $E'$ =Young modulus;  $\nu$ =Poisson ratio;  $f'_c$ =compressive strength;  $f_t$ =tensile strength;  $c$ =apparent cohesion;  $\Phi$  = friction angle

### 3.4.2 FINITE ELEMENT MODELS

The geometry of the intake models is created in a CAD software, and then imported in the ADINA finite element software [19]. The intake models are presented in Fig. 3.4. The D2-10 model finite element mesh is shown in Fig. 3.3a. 9301 four node solid finite elements with incompatible modes are used to model the concrete structure and 60540 four node incompressible fluid elements are used to model the reservoir, as well as 1177 potential-based fluid elements for the water conduct. The model contains 18602 displacement degrees-of-freedom (DOF) and 61717 pressure DOF. The reservoir length, 120 m, is set equal to three times the reservoir height. The displacement degrees of freedom are fixed in the  $x$  direction (Fig. 3.3b) assuming symmetrical repetition of the intake structural components. The base of the intake is fixed for simplicity.

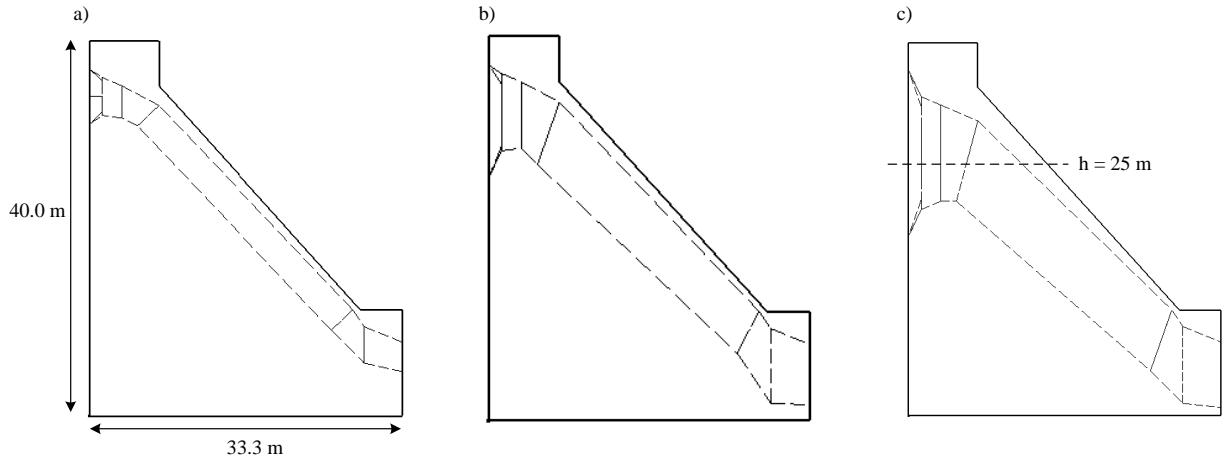


Figure 3.4 : geometry for seismic safety assessment: (a) D2-10, (b) D3-20 and (c) D4-30

### 3.4.3 SIMPLIFIED MODELS

Simplified 2D "stick" models operating in the upstream-downstream directions are constructed for each intake structure using series of prismatic beam-column elements in SAP2000 [22]. These models are identified as SD1-0 to SD4-30. The structural elements are vertical and "rigid" links are used to connect the centers of gravity of each cross section. Following preliminary convergence studies, the structural elements representing the concrete intake body are fixed to a maximum length of 1 m. The properties of each structural element are the center of gravity, the cross-sectional area,  $A$ , the shear area,  $A_s$ , and the moment of inertia,  $I$ . These properties are computed at each section located at the ends of the elements with due consideration of the voids due to the water conduct. The computation of the sectional properties is done using the ProSec modules of the Prokon software [23]. The rigorous shear area of arbitrary sections with openings is computed in ProSec from a finite element discretization of the cross-section. The theoretical background for these computations can be found in Gruttmann and Wagner [24]. For a rectangular cross-section without opening, the shear area,  $A_s$ , is usually taken as  $5/6$  of the cross-sectional area to conserve energy between the exact parabolic shear stress distribution and an approximate uniform shear stress distribution. For the water intakes analysed, the rigorous results for  $A_s$  are used. However, it was found that using the approximate value  $A_s = 5/6A$  did not significantly affect the periods of vibration as well as the dynamic response of the models.

At each section, the area of the water conduct is computed. The area is then converted into a tributary mass by multiplying it with its tributary height and water density. Rigid links are used



to connect the concrete center of gravity and the water center of mass. Alternatively one can lump the tributary water mass in the conduct to the concrete mass considering also the rotational inertia. Fig. 3.5 presents typical cross-sectional properties for Model SD2-10. Fig. 3.6 presents the complete SD2-10 simplified "stick" model. 40 beam-column elements connected by 35 rigid link elements are used to model the concrete structures, resulting in 123 primary DOF. 33 rigid link elements are used to model the water conduct.

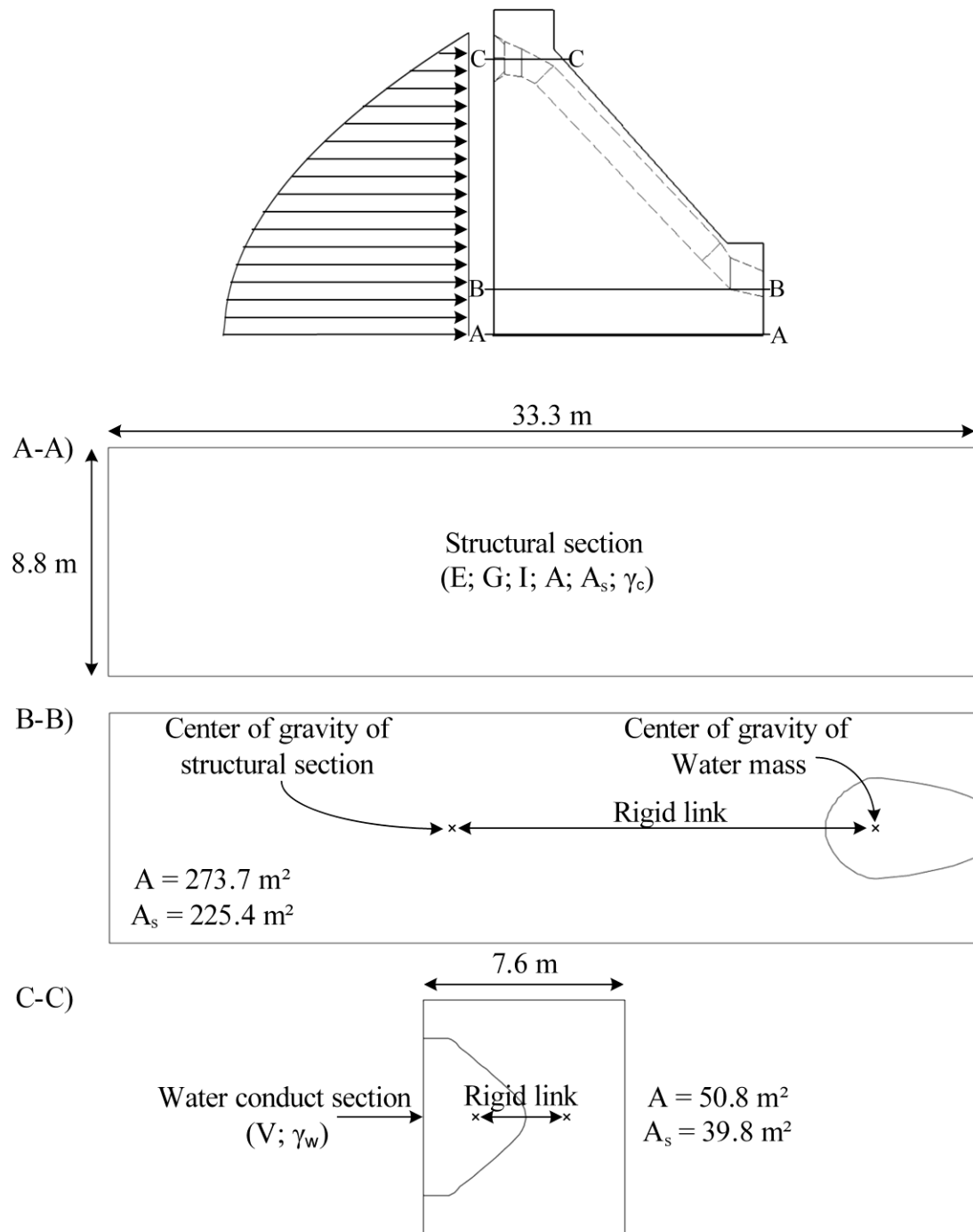
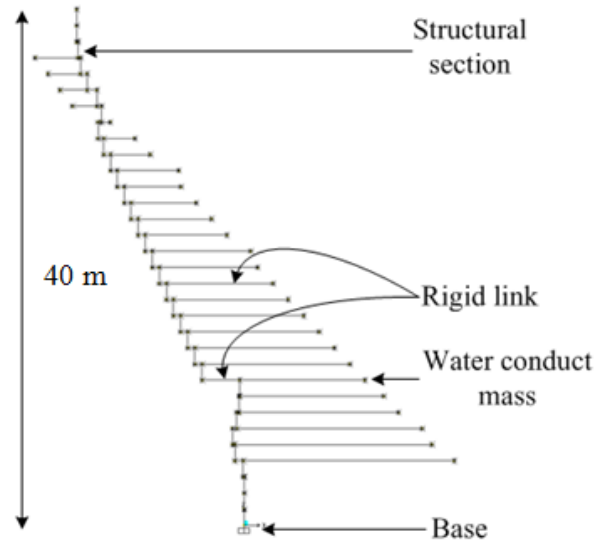


Figure 3.5 : Westergaard added mass and typical sectional properties



**Figure 3.6 : Simplified "stick" model of typical water intake structure (D2-10)**

### **3.5 STEADY STATE RESPONSE ANALYSIS**

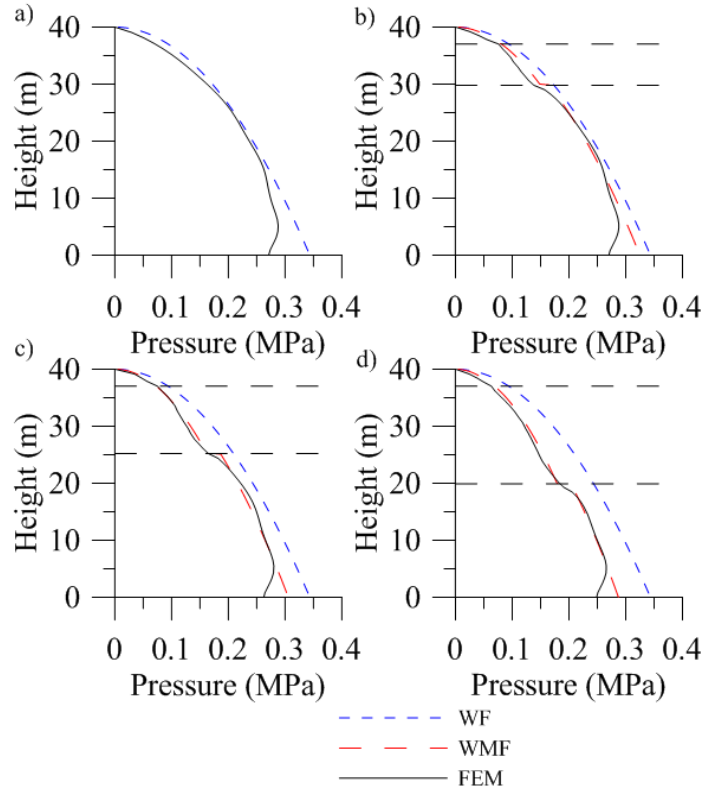
A parametric analysis is conducted to propose and validate a Westergaard modified formulation (WMF). The objective is to avoid the use of fluid finite elements and better represent the variation of the magnitude and distribution of hydrodynamic pressure acting on the different intake structures using added masses. Steady-state analyses are performed on the four 3D finite element intake models to establish reference solutions. Water pressures at the face of the intakes are computed using a low frequency cyclic loading with a 1g intensity to compare these results with classical Westergaard formulation [15]. The WMF is based on Westergaard's basic equation (Eq. 1), with three correction factors,  $F_1$ ,  $F_2$ , and  $F_3$ . The correction factors are found to be dependent on the face surface void ratio,  $\chi$ . The intake wall in contact with water is divided in three zones: (1) above the opening, (2) in front of the opening, and (3) below the opening. The first correction factor,  $F_1$  modifies the pressure above the opening, the second factor,  $F_2$ , modifies the pressure in front of the opening, and the third factor,  $F_3$ , modifies the pressures from the bottom of the opening to the bottom of the intake structure. The correction factors are derived considering the ratio between FE reference solutions and the classical Westergaard formulation (Eq. 19) as follows

$$F_1 = -0.65\chi + 0.90 \quad (20)$$

$$F_2 = -2.40\chi^2 - 1.60\chi + 1.00 \quad (21)$$

$$F_3 = -0.55\chi + 1.00 \quad (22)$$

Fig. 3.7 presents the comparison of the computed hydrodynamic water pressures from the FE steady-state analyses and the WMF.



**Figure 3.7 : Hydrodynamic Pressure on upstream face of structure under low frequency loading: (a) D1- 0; (b) D2-10; (c) D3-20 and (d) D4-30**

A very good agreement can be seen between the FEM (reference) solutions and the proposed WMF. Local pressure differences at the base of the intake can be explained by the FE geometry and boundary condition. Inserting  $\chi = 0$  (no opening) in Eqs (20-22) leads to an average  $F = 0.97$  which indicates minor discrepancies between the classical WF and FEM. An integration of the hydrodynamic pressure using the trapezoidal method is made along the face of the intake to compute the resulting base shear. Similar computations are done for a lift joint located at the inferior limit of the conduct opening (Fig. 3.4). The resulting shear forces are presented in Tables 3.4 and 3.5.

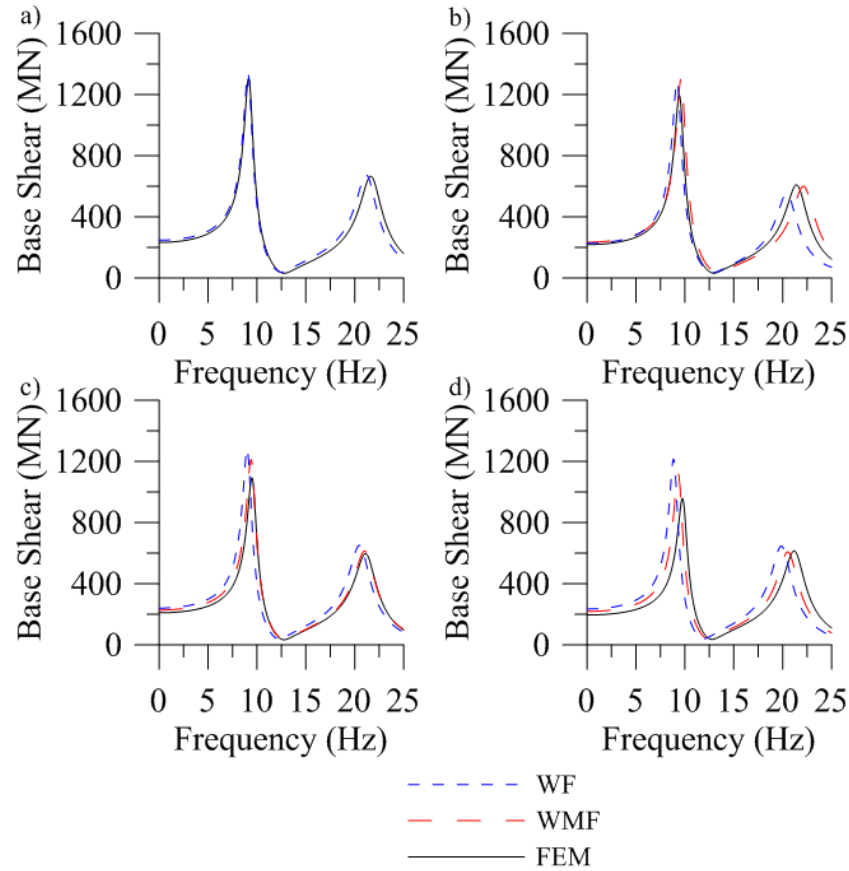
**Table 3.4 : Integration of hydrodynamic pressures to yield base shear force (MN) at base joint and differences with FEM results (%)**

Model	D1-0		D2-10		D3-20		D4-30	
	Shear force	Diff.	Shear force	Diff.	Shear force	Diff.	Shear force	Diff.
FEM	8.41	-	8.19	-	7.78	-	7.10	-
WF	9.15	(8.8%)	9.15	(11.7%)	9.15	(17.7%)	9.15	(28.8%)
WMF	-	-	8.54	(4.2%)	7.91	(1.8%)	7.30	(2.7%)

**Table 3.5 : Integration of hydrodynamic pressures to yield base shear force (MN) at lift joint and differences with FEM results (%)**

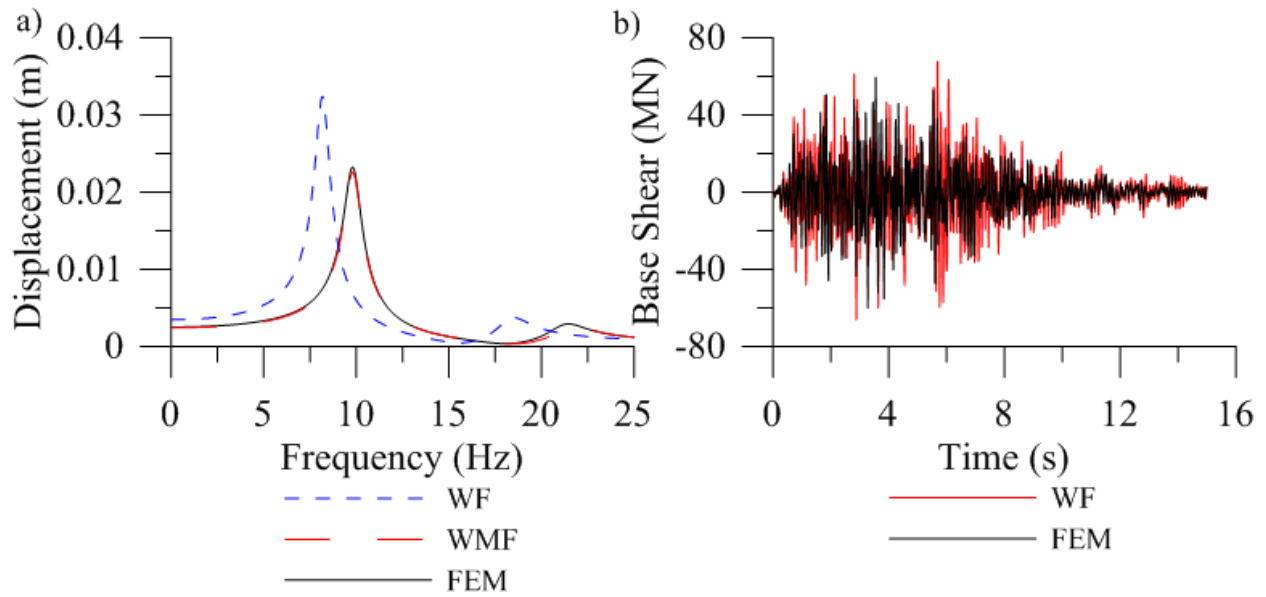
Model	D1-0		D2-10		D3-20		D4-30	
	Shear force	Diff.	Shear force	Diff.	Shear force	Diff.	Shear force	Diff.
FEM	-	-	0.89	-	1.54	-	2.23	-
WF	-	-	1.16	(30.9%)	2.06	(33.7%)	3.26	(46.3%)
WMF	-	-	1.00	(12.6%)	1.60	(3.8%)	2.40	(7.6%)

Taking the typical value of  $\chi = 0.2$  as an example the following ratio of the Westergaard shear forces over the FEM shear forces are calculated (1) above the opening: 1.45, (2) in front of the opening: 1.27, and (3) beneath the opening: 1.16. The classical WF is thus producing larger hydrodynamic thrust than FEM. The results in Tables 3.4 and 3.5 show the improved accuracy brought by the proposed WMF as compared to the WF, especially at the joint lift (Table 3.5). For a typical value of  $\chi = 20\%$ , the D3-20 FE model gave a shear force of 1.54 MN as indicated in Table 3.5. The WMF gave a shear force of 1.60 MN that is 3.8 % above the reference FEM. However there is a large discrepancy between the WF (2.06 MN) and the FEM leading to a shear overestimation of 33.7 %. Fig. 3.8 presents the frequency response functions with 5% viscous damping of the base shear for the 3D FEM as well as the stick models with the WF and the WMF.



**Figure 3.8 : Steady-State analyses of parametric models with increasing opening including fluid-structure interaction: (a) D1-0; (b) D2-10; (c) D3-20; and (d) D4-30**

The base shear is a key response parameter to assess the global sliding stability of an intake. As there is an increase in opening, there is a decrease in the base shear magnitude at resonance. Fig. 3.8 also indicates that the WMF develops the peak base shear at a closer resonant frequency to the FEM than the WF. A significant part of the base shear at resonance is due to the inertia forces computed from the concrete. This improvement provided by the WMF is important because a small difference in the loading frequency can lead to a significant difference in the steady-state response of the structure. Fig. 3.9a shows the frequency response functions for the displacement of FEM D4-30 as well as models SWF-30 and SWMF-30 at elevation  $h = 25$  m (Fig. 3.4).



**Figure 3.9 : Steady-State Analysis of displacement at  $h = 25$  m (D4-30) and (b) Earthquake response of FEM and Stick Model using Westergaard formulation (D4-30)**

The FEM D4-30 and the SWMF-30 are in excellent agreement over the complete frequency range. The SWF-30 overestimates the displacement at resonance from 32 mm at 8.18 Hz as compared to 23 mm at 9.82 Hz for the FEM and SWMF. The local displacement response is much more affected by the FSI modeling formulation than the global base shear response.

### 3.6 EARTHQUAKE RESPONSE ANALYSIS

The difference in steady-state structural response, as indicated above, may not be as important in the case of seismic excitations due to the presence of broad frequency content. To assess the seismic safety of the intake structures, a series of ground motion records corresponding to recurrence periods ranging from 200 years to 10,000 years were developed as indicated in Table 3.6.

**Table 3.6 : Characteristics of earthquake ground motions**

Return period (yrs)	200	500	1000	2,500	5,000	10,000
Magnitude	5.50	6.50	7.00	7.00	7.00	7.25
Distance (km)	38.0	53.0	52.0	37.0	31.0	30.0
PGA (g)	0.16	0.25	0.37	0.59	0.84	1.16

These ground motion records are compatible with target horizontal design spectra proposed by Ko and Schellenberg [25] for a site located on rock in Eastern Canada. The simulated time histories are generated as described in Limoges and Léger [26] as well as Wanotkorkul and Filiatrault [27].

A first series of linear dynamic time history analyses are conducted using the 2,500 years return period ground motions. Fig. 3.9b compares the resulting base shear for the FEM D4-30 and the SWFD4-30. Fig. 3.10 presents comparisons of the base shear of the 3D FEM and of the four stick models with the WMF. A first qualitative comparison can be made between the WMF (Fig. 3.10b) that shows a better agreement with the FEM reference solution than the WF results (Fig. 3.9b). The root mean squares (RMS) of the base shear computed from the three FSI modeling procedures (FEM, WF, WMF) are presented in Table 3.7. The maximum resulting base shear during the ground motions are shown in Table 3.8.



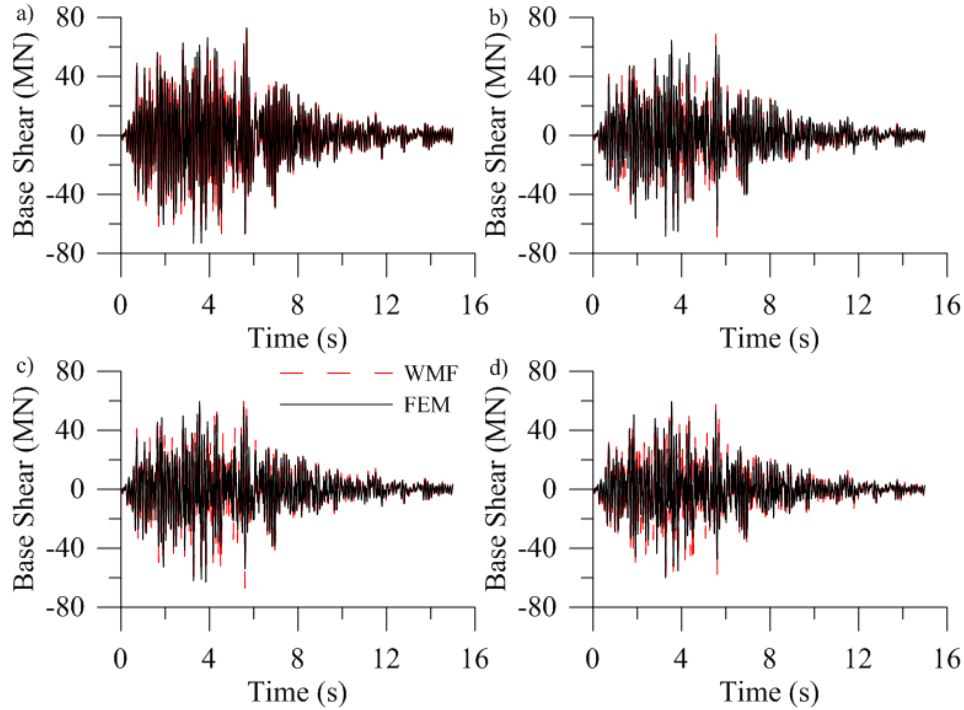
**Table 3.7 : Root mean square of the base shear (MN) and differences with FEM results (%)**

Model	D1-0		D2-10		D3-20		D4-30	
	Shear force	Diff.	Shear force	Diff.	Shear force	Diff.	Shear force	Diff.
FEM	18.0	-	15.1	-	13.9	-	12.4	-
WF	18.0	(0.4%)	16.3	(7.6%)	17.9	(29.1%)	15.7	(26.4%)
WMF	-	-	14.9	(1.2%)	15.1	(8.8%)	14.5	(16.5%)

**Table 3.8 : Maximum base shear (MN) and difference with FEM results (%)**

Model	D1-0		D2-10		D3-20		D4-30	
	Shear force	Diff.	Shear force	Diff.	Shear force	Diff.	Shear force	Diff.
FEM	73.2	-	68.4	-	62.9	-	60.1	-
WF	72.0	(1.7%)	64.6	(5.5%)	72.3	(14.8%)	67.9	(13.0%)
WMF	-	-	71.6	(4.7%)	67.1	(6.6%)	60.3	(0.4%)

The RMS calculation shows the improved base shear estimate from the proposed WMF. Using the D3-20 FEM as a typical reference, the WMF has a 9 % difference, which compares favorably to the 29 % discrepancy of the WF. The comparison of the maximum base shears, even though less meaningful than the root mean square calculation, confirms an improvement of the adequacy of the proposed formulation (WMF 6.6 % difference vs. WF 14.8 % difference with FEM reference solution). The results in Tables 3.7 and 3.8 show similar trends for the other intake models.



**Figure 3.10 : Earthquake response of intake structures including fluid-structure interaction: (a) D1 - 0; (b) D2-10; (c) D3-20; and (d) D4-30**

### 3.7 SEISMIC SAFETY PERFORMANCE

#### 3.7.1 PRESENTATION OF A PROGRESSIVE SEISMIC SAFETY ASSESSMENT METHODOLOGY

A progressive methodology for seismic safety assessment of gravity dams has been presented by Ghrib et al. [28]. Table 3.9 presents a summary of the methodology with 5 levels of increasing complexity ranging from the pseudo-static (seismic coefficient) method to nonlinear time history analysis. In general, when stability or performance criteria cannot be met using a specific level of analysis, an analysis of the next higher level has to be performed. It was shown that the seismic response of concrete gravity water intake structures can be efficiently performed using a simplified stick model with the proposed WMF as compared to complex FEM with fluid elements. The use of a stick model enables the computation of the transient axial  $P(t)$ , shear  $V(t)$  and bending moment  $M(t)$  resultant at a particular elevation using cross-sectional results. These resultants can be used in an extension of the gravity method in a dedicated post-processor to

compute crack length as well as sliding safety factors [26,29]. This method can be considered conservative because the force resultants are not modified when cracking is taking place while producing period elongation.

**Table 3.9 : Description of progressive seismic safety assessment methodology**

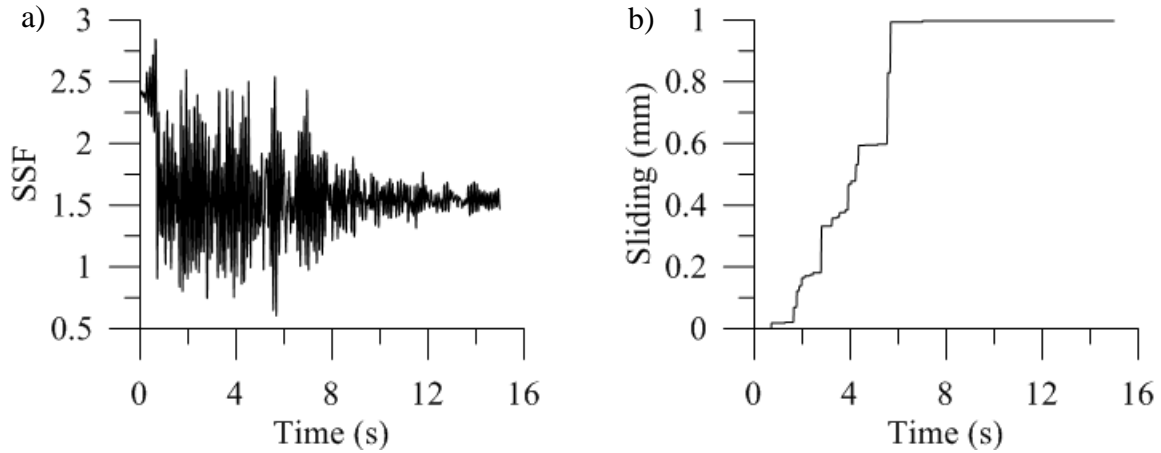
Method	Excitation	Dyn. Characteristics	Response
1. Pseudo-static (seismic coefficient)	PGA (cracking) Sustained Acc. (stability)	Mass, Infinite stiffness (No dyn amplification)	Non-oscillatory Equivalent static
2. Pseudo-dynamic	Design spectra Peak (cracking) Sustained (stability)	Mass, Stiffness, Damping (Dyn. amplification)	Non-oscillatory Max. probable
3. Linear Dynamic (FE)	Accelerogram	Mass, Stiffness, Damping (Dyn. amplification)	Oscillatory History (+ / -)
4. Linear Dynamic with NL post-processor	Accelerogram	Mass, Stiffness, Damping	Oscillatory Cracking, Sliding
5. Non-Linear Dynamic (FE)	Accelerogram	Mass, Stiffness, Damping, Cracking FE or Gap element	Oscillatory Cracking, Sliding

### 3.7.2 INCREMENTAL DYNAMIC ANALYSIS AND SAFETY ASSESSMENT

In this section, as an application example of the proposed simplified intake structure modeling, an incremental dynamic analysis (IDA) is performed using model SWMF4-30 (largest water conduct opening). Two performance indicators are studied, the base sliding safety factor (SSF) (Eq. 27 using material properties defined in Table 3.3) and the residual sliding displacement.

$$SSF(t) = P(t) \tan \phi + \frac{c L_{Uncracked} b}{V(t)} \quad (23)$$

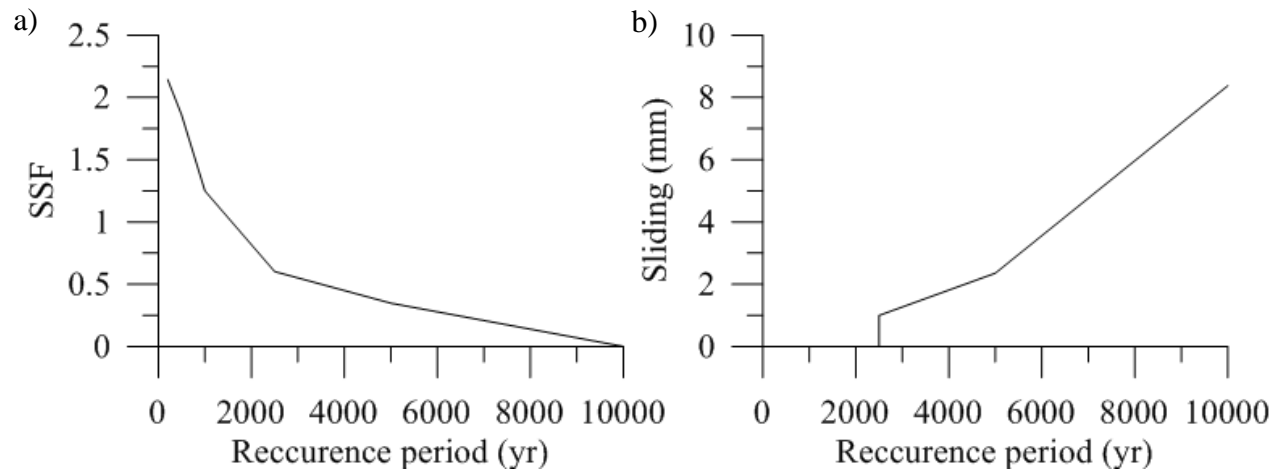
Where  $L_{Uncracked}$  is the maximum uncracked length and  $b$  the section depth. Fig. 3.11a presents the application of a post-processor developed while computing the SSF for the ground motion of recurrence period 2,500 years.



**Figure 3.11 : (a) Sliding safety factor during the earthquake; and (b) Sliding of the base during the earthquake**

These data indicate that a safety sliding factor smaller than one could occur but only for a very short period of time. Therefore,  $SSF(t) \leq 1$  does not necessarily indicate that the general safety of the structure is compromised [30]. Small residual sliding displacement might be acceptable. Residual sliding displacement can be estimated considering the difference between the applied shear force and the mobilized shear resistance. Assuming a constant net driving shear force during a time step with  $SSF(t) \leq 1$ , a double integration of Newton's second law is performed to estimate the sliding displacement of the base (Fig. 3.11b). For the intake structure analysed, a 1

mm residual displacement has been computed which is considered acceptable. Fig. 3.12 presents a synthesis of the evolution of the SSF and residual sliding displacement for all ground motions presented in Table 3.6. The proposed method is a robust and efficient seismic safety assessment approach for water intake structures. Within the context of a progressive seismic safety assessment methodology, the proposed simplified model should be used prior to complex 3D FEM.



**Figure 3.12 : Incremental dynamic analysis. (a) Sliding safety factor vs Recurrence period; and (b) Residual sliding displacements**

### 3.8 CONCLUSIONS

This paper proposed a simplified method to assess the seismic safety of concrete gravity water intake structures using a "stick" model made of beam-column elements. A Westergaard modified added mass formulation (WMF) accounting for a penstock opening in contact with the reservoir was developed. 3D-FEM were developed as references solutions using incompressible potential-based fluid elements with upstream opening void ratio,  $\chi$ , ranging from 0 % to 30 % of the concrete surface in contact with water. Cyclic loadings were applied to assess the effects of increasing  $\chi$  on the magnitude and distribution of seismic hydrodynamic pressures. The difference between the classical Westergaard added mass formulation (WF) and the reference FEM solutions was quantified and correction factors were proposed to define a WMF. Steady-state analyses were carried out to compare the accuracy of the proposed WMF and WF. An incremental linear dynamic time-history analysis was performed using the proposed simplified modelling methodology. According to the results presented herein, the following conclusions are drawn:

- The classical Westergaard formulation is an adequate method for practical FSI modelling if the dam (intake) structure has very small openings. The results show that the WF slightly overestimates the pressure along the complete face of the dam. Equations 20 to 22 confirm this fact. Indeed, when there is no opening,  $\chi = 0$  and the average of the correction factors is 0.97.
- The classical Westergaard added mass formulation can be used as a FSI modelling for intake structures with openings, but it results in an overestimation of the hydrodynamic pressure, especially at a lift joint near the opening (30% to 40% difference in hydrodynamic shear force in Table 3.5).
- Hydrodynamic pressure distribution and intensity along the intake upstream face is to be divided into three zones. For each zone, the correction factors,  $F_1$ ,  $F_2$  and  $F_3$  in the

proposed WMF are found to be linear or quadratic functions of the opening void ratio,  $\chi$ , and provide a significant improvement over the WF as a FSI modelling method.

- The presence of reservoir and water inside the intake elongates the dry structure fundamental period by an average of 16 % for typical intake structures ranging from 12 m to 90 m in height.
- A simple beam-column "stick" model combined with the WMF can be used efficiently instead of a complex FEM using fluid element to study the response of a water intake structure.
- Six earthquake records were used to illustrate an application. However, guidelines require the use of a much larger number of records to quantify the mean response and its dispersion to assess the seismic safety of a hydraulic structure. It is then apparent that the use of the proposed simplified model is efficient in a number of ways. First, the required modelling and computational resources are less demanding than in the case of a 3D FEM of an intake structure. Secondly, the representation of lift joints with a single node reduces the interpretation complexity of the output results.

Pending additional studies, it appears reasonable to use the proposed correction factors for water intake structures with  $\chi$  within the range for which the factors were derived.

### **Acknowledgements**

The financial support provided by Quebec Fund for Research on Nature and Technology, and the Natural Science and Engineering Research Council of Canada is acknowledged. The authors would also like to thank Benjamin Miquel and Raphael Rousse of Hydro-Quebec for their help in the finite element modelling of the intake structures.

### 3.9 REFERENCES

- [1] Wieland M, Seismic Design of Major Components, International Water Power & Dam Construction, February (2013) 16-19.
- [2] International Commission on Large Dams, Seismic Design and Evaluation of Structures Appurtenant to Dams, Bulletin No. 123, Paris, France, (2002).
- [3] US Army Corps of Engineers , Earthquake Design and Evaluation of Concrete Hydraulic Structures, Report No. EM 1110-2-6053, Hyattsville, MD: USACE, 2007.
- [4] Hydro-Québec, Guide pour l'évaluation de la sécurité sismique des barrages, January 2003.
- [5] Chopra AK, Earthquake Analysis of Concrete Dams, in: Jansen R.B. (Ed.) Advanced Dam Engineering for Design, Construction, and Rehabilitation: Van Nostrand Reinhold, (1988), pp. 416-465.
- [6] Miquel B, Bouaanani N, Simplified Evaluation of the Vibration Period and Seismic Response of Gravity Dam-Water Systems, Engineering Structures, 32 (2010) 2488-2502.
- [7] Westergaard HM, Water Pressures on Dams during Earthquakes, Transactions of the American Society of Civil Engineering, 98 (1933) 418-433.
- [8] Priscu R, Popovici A, Sermatiu D, Stere C, Earthquake Engineering for Large Dam: Wiley, 1985.
- [9] Shul'Man SG, Seismic Pressure of Water on Hydraulic Structures: Taylor & Francis, 1987.
- [10] Millán MA, Young YL, Prévost JH, Seismic response of intake towers including dam-tower interaction, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 38 (2009) 307-329.
- [11] Goyal A, Chopra AK, Hydrodynamic and Foundation Interaction Effects in Dynamics of Intake Towers: Earthquake Responses, ASCE Journal of Structural Engineering, 115 (1989) 1386-1395.
- [12] Paultre P, Proulx J, Charbonneau C, Phat TM, An experimental database for the dynamic behaviour of concrete dams, Proceedings of the Annual Canadian Dam Safety Conf., CDA, Banff Alberta, Canada, 1997 7.47-7.61.
- [13] US Army Corps of Engineers , Engineering and Design - Gravity Dam Design, Report No. EM 1110-2-2200, Hyattsville, MD: USACE, 1995.
- [14] Fenves G, Chopra AK, Simplified Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams, ASCE Journal of Structural Engineering, 8 (1987) 1688-1708.



- [15] Wilson EL, Static and Dynamic Analysis of Structures, 2 ed., Berkeley, California: Computers and Structures, Inc, 1998.
- [16] Greeves EJ, Taylor CA, The use of displacement type fluid finite elements for the analysis of dam-reservoir, *Dam Engineering*, 3 (1992) 169-200.
- [17] Calayir Y, Dumanoglu AA, Bayraktar A, Earthquake analysis of gravity dam-reservoir systems using the Eulerian and Lagrangian approaches, *Computers and Structures*, 59 (1996) 877-890.
- [18] Bouaanani N, Lu FY, Assessment of potential-based fluid finite elements for seismic analysis of dam-reservoir systems, *Computers & Structures*, 87 (2009) 206-224.
- [19] ADINA R & D, Theory and Modeling Guide, Volume I: ADINA Solids & Structures, in, 71 Elton Avenue, Watertown, MA, USA, 2005.
- [20] Shimamoto K, Takasu S, Ikeda T, Sasaki T, Kikuchi K, Seismic Performance Evaluation Method for Dam Gates During Large Earthquakes, *Proceedings of the 24th International Congress on Large Dams*, Kyoto, Japan, 2012 620-639.
- [21] Lo, K. Y., Lukajic, B., Wang, S., Ogawa, T., Tsui, K. K. 1990. Evaluation of strength parameters of concrete-rock interface for dam safety assessment. *Canadian Dam Safety Conf.*, CDA, Toronto, Ontario, 71–94
- [22] Computers & Structures Inc., Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS and SAFE, in: Structures, Berkeley, California:, 2012.
- [23] Prokon, PROKON User's Guide, Prokon Software Consultants, South Africa, 2010.
- [24] Gruttmann F, Wagner W, Shear correction factors in Timoshenko's beam theory for arbitrary shaped cross-sections, *Computational Mechanics*, 27 (2001) 199-207.
- [25] Ko PTL, Schellenberg G, Escalation of seismic loadings in the Prairie and Ontario, *Pre-Workshop of the Canadian Dam Association*, Victoria, B.C, Canada 2002.
- [26] Limoges A, Léger P, Seismic Safety Assessment of Gated Spillways, *ASCE Journal of Performance of Constructed Facilities*, 23 (2009) 209-218.
- [27] Wanotkorkul A, Filiatrault A, Simulation of strong ground motions for seismic fragility evaluation of nonstructural components in hospitals., *Technical Rep. No. MCEER-05-0005*, Buffalo, N.Y.: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, 2005.
- [28] Ghrib B, Léger P, Tinawi R, Lupien R, Veilleux M, Seismic Safety Evaluation of Gravity Dams, *International Journal on Hydropower & Dams*, 4 (1997) 126-137.

- [29] Stefan L, Léger P, Extension of the Gravity Method for 3D Cracking Analysis of Spillway Piers Including Uplift Pressures, ASCE Journal of Structural Engineering, 134 (2008) 1278-1287.
- [30] Dungar R, Complexity, uncertainty and realism in the seismic safety evaluation of concrete dams : linear analysis, Hydropower and Dams, 1 (1994) 49-60.

## CHAPITRE 4 DISCUSSION GÉNÉRALE ET REMARQUES COMPLÉMENTAIRES

Ce chapitre présente les détails qui complètent les concepts et résultats présentés au chapitre 3.

### 4.1 CONSTRUCTION DU MODÈLE SIMPLIFIÉ

Le calcul des caractéristiques structurales a été fait principalement à l'aide du logiciel Prokon. Lorsque possibles, les caractéristiques ont été vérifiées avec le logiciel Cadam3D. De plus, la précision du logiciel Prokon pour le calcul de l'aire en cisaillement a été validée avec les travaux de Gruttmann et Wagner tels que mentionnés au chapitre 3. Les caractéristiques pertinentes pour les modèles étudiés sont l'aire, l'inertie dans l'axe amont-aval, le centre de gravité, l'aire en cisaillement ainsi que le traitement des vides. À fin d'exemple, les propriétés d'une section à largeur variable, tirées de Gruttmann et Wagner (Gruttmann & Wagner, 2001), sont étudiées. De plus, pour présenter le traitement des vides, une section type de prise d'eau est présentée (figure 4.1).

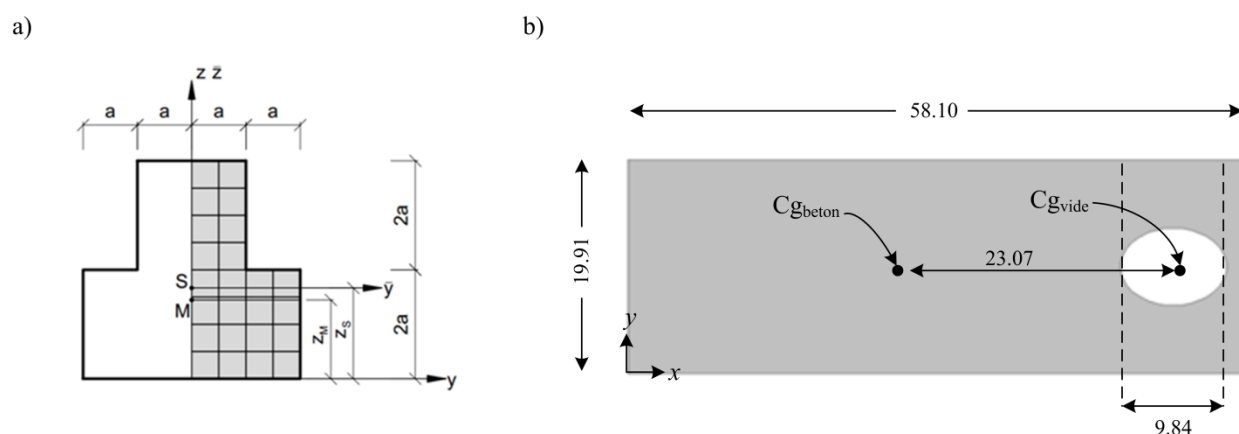


Figure 4.1 a : Section à largeur variable (Gruttmann et Wagner, 2001 ( $a = 1$  m)); b : Section type d'une prise d'eau de béton (dimension en mètre)

#### 4.1.1 AIRE, INERTIE, CENTRE DE GRAVITÉ

L'aire, l'inertie et le centre de gravité peuvent, pour la section 4.1a, être calculés aisément. Cependant, selon la section réelle, un calcul exact nécessite l'assistance d'un logiciel. Les caractéristiques calculées par les différents logiciels se retrouvent dans le tableau 4.1.

**Tableau 4.1 : Caractéristiques structurales calculées avec les logiciels Cadam3D et Prokon**

Cadam3D			
	Aire (m <sup>2</sup> )	Inertie (m <sup>4</sup> )	Cg (m)
<b>a)</b>	12	1.67	14.67
<b>b)</b>	1104	298000	28
Prokon			
	Aire (m <sup>2</sup> )	Inertie (m <sup>4</sup> )	Cg (m)
<b>a)</b>	12	1.67	14.67
<b>b)</b>	1101	297000	27.94

Les différences entre les caractéristiques obtenues avec Cadam3D et Prokon s'expliquent par les différences dans la précision de la discrétisation de l'ouverture. Cependant, les différences sont négligeables et les deux logiciels ont la capacité de définir avec une très bonne précision les caractéristiques de la section.

#### 4.1.2 AIRE EN CISAILLEMENT

Le calcul de l'aire en cisaillement,  $A_s$ , pour des sections complexes nécessite une assistance. Gruttmann et Wagner présente un calcul pour la section a) supposant un coefficient de Poisson  $\nu = 0.25$  (solution théorique). L'équation 24 montre que le déplacement dépend de la section de la distribution de la contrainte normale,  $\sigma_x$ , et des contraintes de cisaillement,  $\tau_{xy}$  et  $\tau_{xz}$ .

$$\frac{1}{2} F \delta = \frac{1}{2} \int_{(x)} \int_{(\Omega)} \left( \frac{\sigma_x^2}{E} + \frac{\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2}{G} \right) dV \quad (24)$$

La partie de gauche représente la force,  $F$ , qui agit sur la poutre afin d'obtenir de la flexion sans torsion et  $\delta$ , est le déplacement inconnu. Les contraintes de cisaillement peuvent être estimées par une valeur moyenne lorsque l'aire de la section est réduite par le facteur d'aire en

cisaillement,  $\kappa$  ( $A_s = \kappa A$ ). Une force unitaire est appliquée par un modèle d'éléments finis de la section. La contrainte de cisaillement et le facteur  $\kappa$  peuvent ensuite être déduites.

Le calcul de l'aire en cisaillement peut être comparé avec le constructeur de section du logiciel SAP2000 et du logiciel Prokon. Le tableau 4.2 présente les résultats pour la figure 4.1a. Les facteurs  $K_y$  et  $K_z$  permettent de calculer l'aire en cisaillement en les multipliant par l'aire de la section.

**Tableau 4.2 : Coefficients d'aire en cisaillement (section 4.1a)**

Shear factors ( $v = 0.25$ )		
	$K_y$	$K_z$
Théorique	0.7355	0.6753
Prokon	0.7362	0.6760
SAP	0.9195	0.7865

Ces résultats peuvent être comparés avec la valeur de  $K = 0.8333$  utilisée pour une section rectangulaire. La comparaison présentée précédemment entre les résultats théoriques et les résultats obtenus avec les logiciels ainsi que d'autres validations effectuées, mais qui ne sont pas présentées, montre que le logiciel Prokon offre une plus grande précision et est jugé comme supérieur au logiciel SAP lors du calcul de l'aire effective en cisaillement.

### 4.1.3 TRAITEMENT DES VIDES

Le traitement des vides est effectué uniquement sur la figure 4.1b. La méthode, décrite au chapitre 3, est effectuée en détail. La première étape consiste au calcul de la surface du vide ainsi que du positionnement de son centre de gravité (tableau 4.3).

**Tableau 4.3 : Calcul des caractéristiques des vides (section 4.1b)**

	Aire (m <sup>2</sup> )	$C_{g_{vide}}$ (m)
Cadam3D	55.3	50.94
Prokon	55.7	51.01

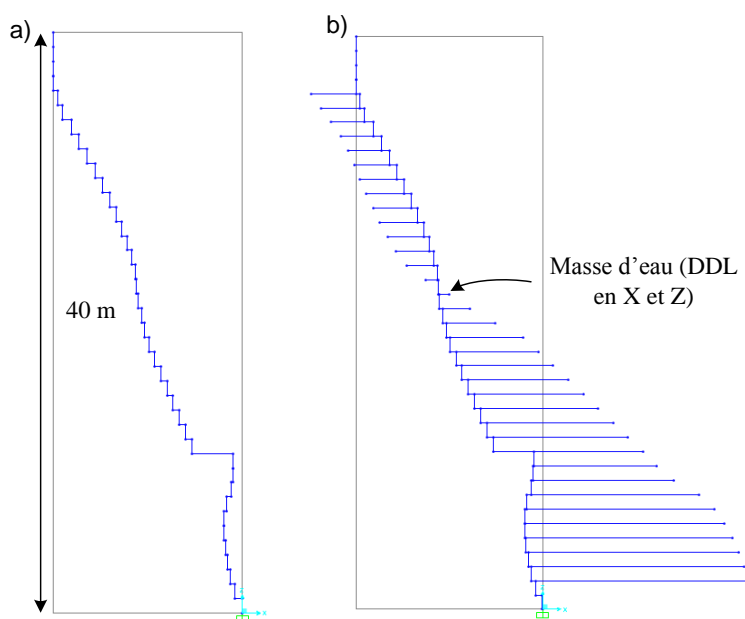
Ensuite, la surface peut être convertie en volume en fonction de la hauteur tributaire du nœud d'intérêt. Comme mentionnée au chapitre 3, une longueur de 1 m a été définie comme la longueur limite pour les éléments poteaux-poutres. Donc, la hauteur tributaire est de 1 m et le volume est de 55.7 m<sup>3</sup>. Il peut être converti en masse en multipliant ce volume par la densité de

l'eau. Ensuite, un nœud est placé aux coordonnées ( $C_{g_{\text{vide}}}$ , Élévation) et la masse est ajoutée aux propriétés de ce nœud. Cette masse peut être excitée dans la direction horizontale et verticale. Un lien <<rigide>> lie le centre de gravité de la masse d'eau au centre de gravité de la structure. Cadam3D propose d'utiliser des masses en rotations au centre de gravité structural plutôt que de combiner des masses avec des éléments rigides (Leclerc & Léger, 2007-2011). Cependant, la formulation l'avantage de prendre en considération l'effet de la masse d'eau sur le centre de masse de la section. Le centre de masse réel de la section 4.1b peut être calculé avec les données préalablement fournies et la densité du béton et de l'eau. Le tableau 4.4 présente les données pertinentes.

**Tableau 4.4 : Caractéristiques pertinentes de la section 4.1b**

	Aire m <sup>2</sup>	Cg m	Densité kg/m <sup>3</sup>
Béton	1101	27.94	2400
Eau	55.7	51.01	1000

Compte tenu des données présentées au tableau 4.4, le centre de gravité réel de la section se trouve à 28.4 m. La différence de 27.94m à 28.4 m peut être considérée comme négligeable. La figure 4.2 présente l'ajout des masses d'eau à la structure simplifiée.



**Figure 4.2 : a) Modélisation simplifiée de la structure; b) Modélisation simplifiée de la structure et de la conduite**

#### **4.1.4 CALCUL DES PRESSIONS HYDRODYNAMIQUES**

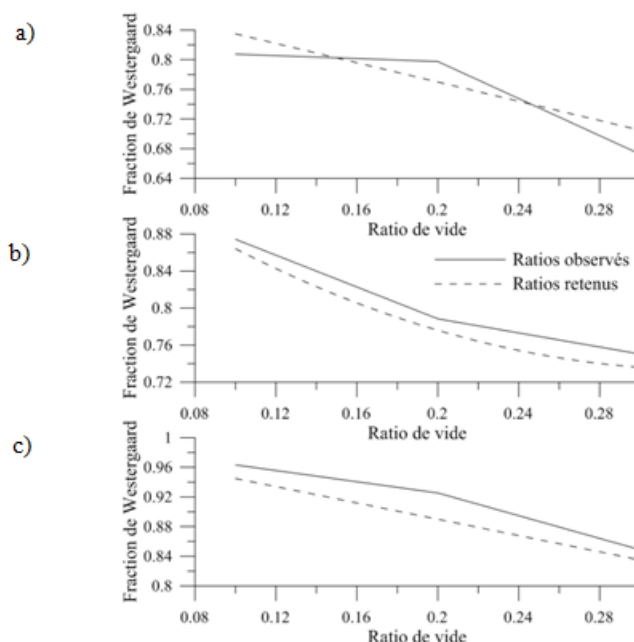
Cette section présente la méthode qui a permis de développer la nouvelle formulation présentée au chapitre 3. Premièrement, une analyse harmonique a été accomplie. Ce type d'analyse permet de calculer la réponse périodique d'un système soumis à une accélération unitaire pour une gamme de fréquences. Le domaine de validité de la formulation proposée par Westergaard est dans les basses fréquences (Wilson, 1998). Donc, les pressions hydrodynamiques pour chacun des modèles d'éléments finis sur la face amont ont été investiguées pour une fréquence de 1 Hz. La formulation proposée au chapitre 3 a été construite afin de représenter la distribution des pressions observée. Pour ce faire, 3 zones ont été définies : a) zone 1 : zone au haut de la conduite; b) zone 2 : zone allant du haut au bas de la conduite; c) zone 3 : zone au bas de la conduite. Les ratios entre les pressions de la formulation de Westergaard et les résultats provenant des analyses d'éléments finis ont été établis à 3 points : a) Au haut de la conduite, b) au bas de la conduite, c) un point dans la zone 3 avant la réduction de la pression due à la condition frontière. Une régression linéaire a été établie entre les coefficients de correction et le ratio de vide de la face amont,  $\chi$ . Les équations des régressions linéaires ont été arrondies et simplifiées et sont présentées aux équations 25 à 27.

$$F_1 = -0.65\chi + 0.90 \quad (25)$$

$$F_2 = -2.40\chi^2 - 1.60\chi + 1.00 \quad (26)$$

$$F_3 = -0.55\chi + 1.00 \quad (27)$$

La figure 4.3 présente les ratios obtenus en fonction du pourcentage de vide de la face amont.



**Figure 4.3 : Facteurs calculé pour la nouvelle formulation de Westergaard. a) F1; b) F2; c) F3**

La comparaison de la nouvelle formulation avec les pressions observées sur les modèles d'éléments finis ainsi que la formulation de Westergaard a été présentée au chapitre 3.

## 4.2 CRITÈRES DE PERFORMANCE SISMIQUE DES PRISES D'EAU DE BÉTON

Après une analyse temporelle sur le modèle simplifié qui a permis de calculer les efforts internes, un programme MATLAB (Moler, 1980) a été créé afin de calculer quatre critères de performance : la longueur de fissuration de la section, le facteur de sécurité au glissement, qui a déjà été discuté, la distance de glissement résiduel de la base et la contrainte maximale de compression.

### 4.2.1 LONGUEUR DE FISSURATION

Afin de calculer la longueur de fissuration, une méthode de bisection a été utilisée pour obtenir la convergence. Lorsque la limite élastique en tension du béton est dépassée, la moitié de la section est considérée comme fissurée. Les caractéristiques de la section sont recalculées avec la nouvelle géométrie. Les contraintes sont redéfinies.



- Si la nouvelle contrainte est toujours en tension, la moitié de la nouvelle géométrie est considérée comme fissurée (la longueur fissurée devient le  $\frac{3}{4}$  de la section originale)
- Si la nouvelle contrainte est en compression, la longueur fissurée est réduite de moitié (la longueur fissurée devient le  $\frac{1}{4}$  de la section originale)

L'opération est répétée jusqu'à l'obtention de la convergence. La contrainte de compression est calculée une fois la convergence atteinte. Les caractéristiques structurales (A, I, Cg) sont recalculées suite à la fissuration grâce à un logiciel MATLAB (voir Annexe B et C).

#### 4.2.2 LE FACTEUR DE SÉCURITÉ AU GLISSEMENT

Lorsque la longueur de non fissurée est définie,  $L_{NFiss}$ , il est possible de calculer le facteur de sécurité au glissement et d'observer son évolution dans le temps.

$$FSG(t) = P(t) \tan \phi + \frac{CL_{NFiss}b}{V(t)} \quad (28)$$

#### 4.2.3 DISTANCE DE GLISSEMENT DE LA BASE

Le calcul du glissement pendant le séisme est basé sur le calcul des forces. À chaque pas de temps, lorsque le facteur de sécurité est inférieur à un, les forces stabilisatrices et déstabilisatrices sont identifiées.

$$F_{déstabilisatrice} = V(t) \quad (29)$$

$$F_{stabilisatrice} = (P(t) - U) \tan \phi + C \cdot L_{NFiss} \cdot B \quad (30)$$

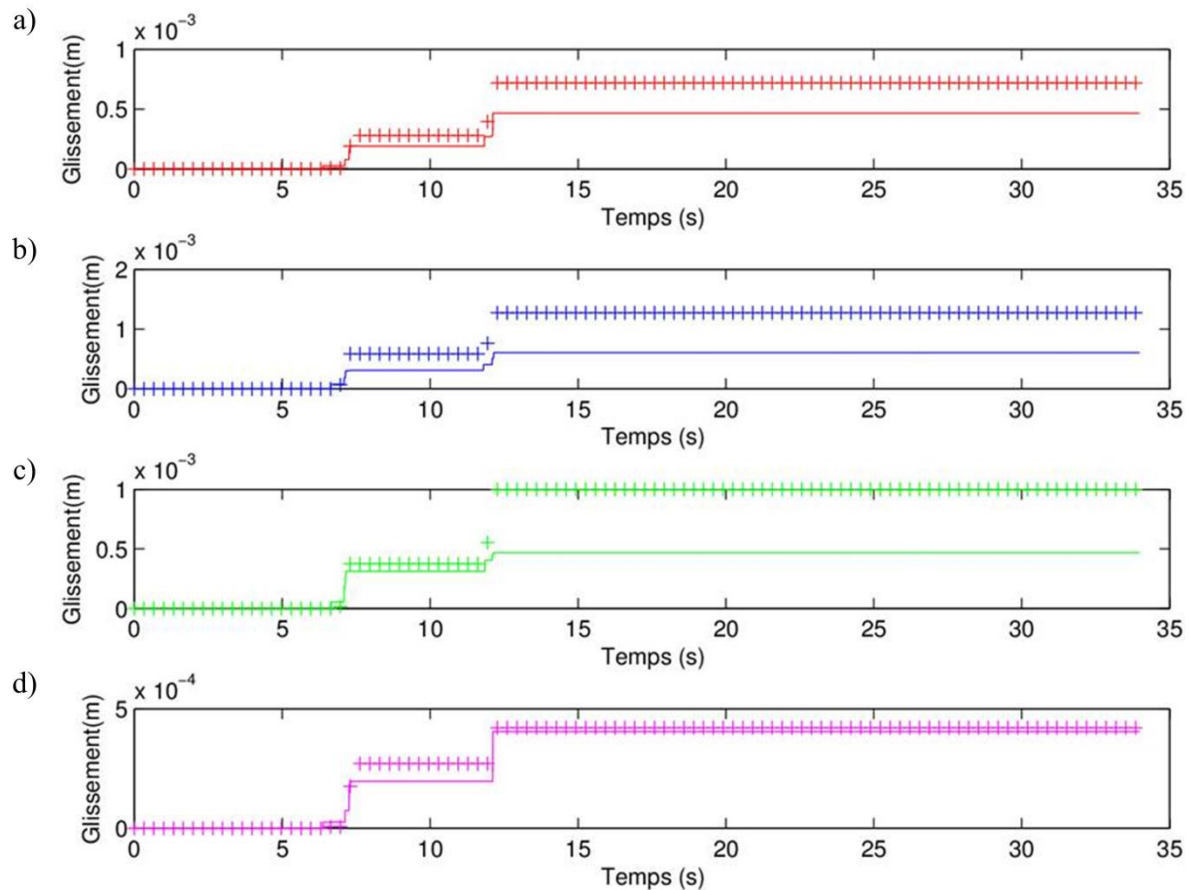
Ensuite, on accomplit une double intégration de la loi de mouvement de Newton.

$$\ddot{s} = \frac{(F_{dés} - F_{stab})}{Masse} \quad (31)$$

Les forces sont considérées comme constantes à travers le pas de temps, l'accélération et la vitesse relative entre le barrage et sa fondation sont considérées comme nulles au début du pas de temps. Donc, l'équation 32 présente le calcul du glissement.

$$s = \frac{(F_{dés} - F_{stab}) \cdot dt^2}{(2Masse)} \quad (32)$$

Ce calcul peut être considéré comme une évaluation approximative du glissement à la base. Un calcul raffiné du glissement de la base à l'aide d'un modèle d'éléments finis s'avère complexe, la méthode proposée offre donc une alternative simple permettant de définir l'ordre de grandeur du glissement. Des alternatives pour calculer le glissement à partir d'un modèle simplifié comme la méthode de Newmark peuvent également être utilisées. La méthode Newmark considère le glissement engagé lorsque le FSG est inférieur à 1. L'accélération critique est définie comme étant l'accélération lorsque le FSG est égal à 1. Le glissement est calculé comme étant la double intégration dans le temps de la différence de l'accélération dépassant l'accélération critique avec les bonnes conditions initiales de vitesse et déplacements. La figure 4.4 présente la différence pour des calculs de glissement résiduel entre la méthode approximative (Eq.32) et la méthode de Newmark pour un barrage de 90 m de hauteur. Les différents cas présentent les quatre combinaisons requises par HQ (Hydro-Québec, 2003) ( $\pm 1$  de l'accélération horizontale et  $\pm 2/3$  de l'accélération verticale).



**4.4 Comparaison entre la méthode Newmark et la méthode proposée (Newmark = pointillé; Méthode proposée = pleine)**

Les deux méthodes de calculent permettent de calculer des glissements résiduels d'ordre de grandeur similaire.

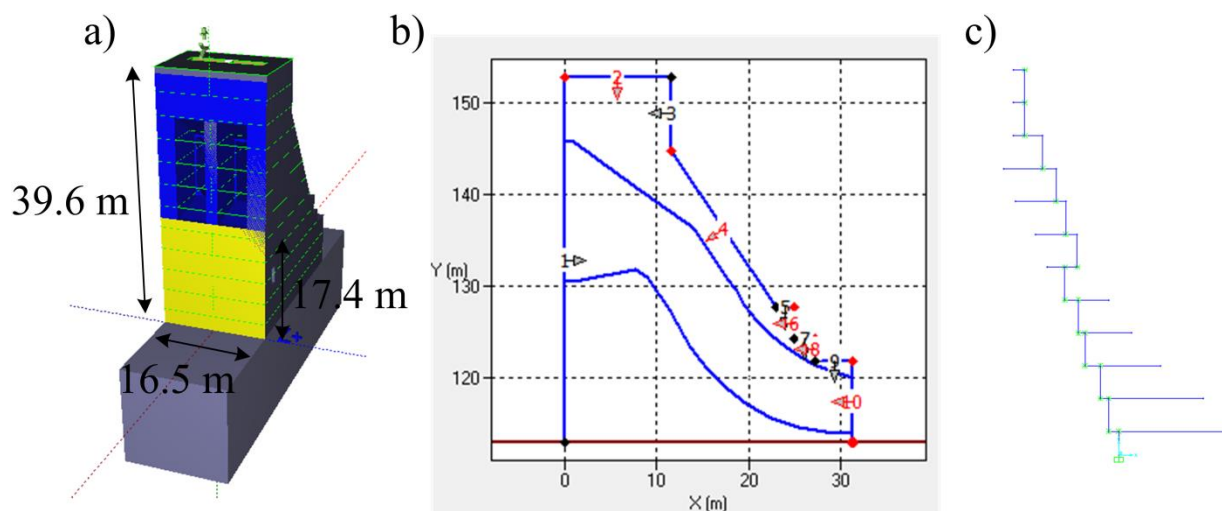
#### **4.2.4 CONTRAINTE MAXIMALE DE COMPRESSION**

La contrainte de compression maximale permet d'évaluer la possibilité de l'écrasement du béton. Les caractéristiques sont calculées incluant la longueur de fissuration. Ensuite, la contrainte de compression,  $\sigma_c(t)$ , est calculée à chaque pas de temps.

$$\sigma_c(t) = \frac{P(t)}{A} + \frac{M(t)y}{I} \quad (33)$$

### 4.3 VALIDATION DU MODÈLE SIMPLIFIÉ

Le logiciel Cadam3D permet le calcul de différents critères de performances tel le facteur de sécurité au glissement ainsi que la longueur de fissuration. Un programme MATLAB (Moler, 1980) a été créé afin de calculer des résultats semblables, à chaque pas de temps, à la suite d'une analyse temporelle accomplie par le logiciel SAP (CSI, 2008). Le programme créé a donc été validé pour des cas statiques avec Cadam3D. Le cas étudié sera la stabilité du joint à la base de la structure présenté à la figure 4.5.



**Figure 4.5 : a) Modélisation de la structure de validation sur Cadam3D; b) Coupe verticale du barrage présentant la conduite; c) Modèle simplifié**

Les charges calculées par le modèle Cadam3D ainsi que le modèle simplifié sont présentées dans les tableaux 4.5 et 4.6

**Tableau 4.5 : Charges axiales, de cisaillement et moments fléchissants pour les différents cas de chargement**

Cas de chargement	Cadam 3D		
	P (kN)	V (kN)	M (kNm)
<b>Mort</b>	-241027	0	1009521
<b>Hydrostatique</b>	-	-	-
<b>Hydrostatique (H+Poidsdel'eau)</b>	-28114	110751	1427248
<b>Sédiment</b>	0	11422.4	66136
<b>U</b>	97947	0	511610

Cas de chargement	SAP - MATLAB		
	P (kN)	V (kN)	M (kNm)
<b>Mort</b>	-237215	0	931792
<b>Hydrostatique</b>	0	121162	1567973
<b>Hydrostatique (H+Poidsdel'eau)</b>	-27188	121162	1441656
<b>Sédiment</b>	0	11335	64805
<b>U</b>	97947	0	511610

Les charges sont ensuite combinées et les facteurs de sécurité sont calculés. Les résultats se retrouvent dans le tableau 4.6.

**Tableau 4.6 : Combinaisons de charges et facteur de sécurité au glissement**

Combinaison	Cadam 3D			FSG
	P (kN)	V (kN)	M (kNm)	
<b>D + H + WATERWEIGHT</b>	-269142	110751	-417728	3.27
<b>D + H + WATERWEIGHT+ SED</b>	-269142	122174	-483863	2.97
<b>D + H + WATERWEIGHT+ SED + U</b>	-171195	122174	-995472	2.15

Combinaison	SAP - MATLAB			FSG
	P (kN)	V (kN)	M (kNm)	
<b>D + H + WATERWEIGHT</b>	-264403	121162	509864	3.14
<b>D + H + WATERWEIGHT+ SED</b>	-264403	132497	574669	2.87
<b>D + H + WATERWEIGHT+ SED + U</b>	-166456	132497	1086279	2.15

Une erreur maximale de 4 % sur le résultat du facteur de sécurité au glissement est calculée. Les résultats montrent qu'une précision satisfaisante est obtenue à l'aide du modèle simplifié à la fois pour les charges calculées ainsi que pour le calcul du facteur de sécurité au glissement.

Le comportement dynamique des structures peut être validé en observant les courbes de réponse en fréquences au chapitre 3. En effet, les courbes montrent que le modèle simplifié combiné à la formulation de masses ajoutées proposée dans ce mémoire offre une bonne précision pour le

calcul du cisaillement à la base ainsi que de la période fondamentale. Prenant le cas typique D3-20 comme exemple, on observe que la période fondamentale du MEF est de 0.105 s et le cisaillement à la base à la période de résonance est de 1093 MN, tandis que la période fondamentale du modèle simplifié est de 0.106 s (différence de 1 %) et son cisaillement à la base est de 1213 MN (différence de 11 %).

## CHAPITRE 5 CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Ce mémoire propose une méthode simplifiée afin d'évaluer la stabilité sismique de prise d'eau de béton. Une revue de littérature a présenté les bases et le contexte de la recherche. L'article scientifique soumis au journal *Finite Element in Analysis and Design* est présenté. Cet article étudie des modèles de prise d'eau de béton où l'importance de la conduite augmente progressivement. L'influence de ce paramètre sur les pressions hydrodynamiques est définie et une modification de la formulation classique de Westergaard est proposée. Plusieurs analyses montrent la viabilité de cette approche combinée avec un modèle de poteau-poutre incluant les caractéristiques calculées aux sections. Une approche hybride permettant certains calculs non linéaires à partir de résultats linéaires est présentée. Finalement, des discussions complémentaires permettent de détailler la méthodologie et la validation des différents modèles utilisés au chapitre 3. Un résumé des conclusions suit :

- La formulation classique de Westergaard est adaptée comme méthode de modélisation de l'interaction fluide-structure lorsqu'il n'y a pas d'ouverture et la compressibilité de l'eau est négligée.
- La formulation classique de Westergaard peut être utilisée lorsque la structure comporte des ouvertures, cependant, cette méthode implique une surestimation des pressions hydrodynamiques.
- Lorsque l'ouverture de la conduite d'une prise d'eau est importante, les coefficients de modification proposés pour la formulation modifiée de Westergaard permettent de représenter adéquatement la distribution et l'intensité des pressions hydrodynamiques observées sur les MEF.
- Un modèle simplifié comportant des éléments poteaux-poutres et la formulation fluide-structure modifiée de Westergaard présentée dans ce mémoire est un substitut efficace aux MEF.
- L'aire en cisaillement n'a qu'une influence négligeable et l'approximation de la valeur exacte du coefficient  $\kappa$  par un facteur de 5/6 est raisonnable.

- La présence d'eau est négligeable lors du calcul du centre de masse et l'approximation de son effet par l'ajout de l'inertie en rotation au centre de résistance est acceptable.

Certains points nécessitent un approfondissement afin d'utiliser la méthode présentée dans un contexte plus vaste :

- L'effet de la compressibilité de l'eau n'a pas été investigué dans le cadre de ce mémoire. Son effet a été montré comme n'étant pas toujours négligeable, particulièrement pour les excitations sismiques ayant un contenu fréquentiel élevé, et devrait être étudié en détail.
- La variation de la hauteur de la prise d'eau n'a pas été un paramètre étudié. Ce paramètre affecte les caractéristiques dynamiques de la structure et une étude paramétrique exhaustive sur des prises d'eau aux caractéristiques géométriques variées est nécessaire afin de généraliser les facteurs de correction proposés avec la méthode modifiée de Westergaard.
- Une étude exhaustive du comportement de l'eau à l'intérieur de la conduite est nécessaire. Il est important de déterminer précisément le niveau de participation de l'eau. Les modèles simplifiés ont été construits en posant comme hypothèse que la masse de l'eau participait complètement. Cependant, un phénomène d'annulation peut être présent et doit être investigué. Des essais sur les modèles simplifiés ont été conduits montrant que lorsque la conduite est plus importante, un pourcentage plus faible de l'eau semble participé. Cependant, ce phénomène n'a pas été observé sur les modèles d'éléments finis 3D.
- Une comparaison entre un modèle non linéaire comprenant des éléments de contact permettant le glissement d'un joint et la méthodologie présentée permettant de calculer le glissement résiduel de la structure permettrait d'améliorer cette dernière.

Il est important de noter que la géométrie des prises d'eau varie considérablement, de la forme qu'elles peuvent prendre jusqu'au nombre de conduites qu'elles possèdent, donc toute formulation empirique ne peut avoir qu'une précision approximative. Cependant, les ressources et l'expertise nécessaire limitent le niveau de complexité des modèles qu'un ingénieur peut produire. Les techniques présentées dans ce mémoire tentent de simplifier le travail de ce dernier



tout en gardant un niveau de précision satisfaisant. En attente d'études complémentaires, il est raisonnable d'utiliser les méthodes proposées dans ce mémoire à l'intérieur du domaine étudié.

## Références des chapitres 4 et 5

- CSI. (2008). CSI Analysis Reference Manual For SAP2000, ETABS and SAFE. Berkeley, California: University of California at Berkeley.
- Gruttmann, F., & Wagner, W. (2001). Shear correction factors in Timoshenko's beam theory for arbitrary shaped cross-sections. *Computational Mechanics*, 27(3), 199-207.
- Hydro-Québec, Guide pour l'évaluation de la sécurité sismique des barrages (2003).
- Leclerc, M., & Léger, P. (2007-2011). Cadam-3D-HQ Computer Aided Analysis of Concrete Gravity Dams, Gated Spillway and Water Intake Structures.
- Moler, C. (1980). MATLAB User's Guide. University of New Mexico.
- Wilson, E. L. (1998). Static and Dynamic Analysis of Structures. Berkeley, California: Computers and Structures, Inc.

## BIBLIOGRAPHIE

- FERC (Federal Energy Regulatory Commission), Chapter III - Gravity Dams (2002).
- ICOLD (International Commission on Large Dams), Position Paper on Dam Safety and Earthquakes (2010), Paris, France.
- USACE (US Army Corps of Engineers), (1995a). *Engineering and Design - Gravity Dam Design*. Hyattsville, MD: USACE.
- USACE (US Army Corps of Engineers), (1995b). *Gravity Dam Design* (Publication n° EM 1110-2-2200). Washington, DC:
- USACE (US Army Corps of Engineers), (2003). *Time-History Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures* (Publication n° EM 1110-2-6051). Washington, DC:
- USACE (US Army Corps of Engineers), (2007). *Earthquake Design and Evaluation of Concrete Hydraulic Structures* (Publication n° EM 1110-2-6053). Washington, DC:
- Adams, J., & Halchuk, S. (2003). Fourth generation seismic hazard maps of Canada: Values for over 650 Canadian localities intended for the 2005 National Building Code of Canada. *Geological Survey of Canada*.
- ADINA R & D, I. (2005). *Theory and Modeling Guide, Volume I: ADINA Solids & Structures*. 71 Elton Avenue, Watertown, MA, USA:
- Atkinson, G., & Beresnev, I. (1997). Compatible ground-motion time histories for new national seismic hazard maps. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 25(2), 305-318.
- Atkinson, G., & Elgohary, M. (2007). Typical uniform hazard spectra for eastern North America sites at low probability levels. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 1(34), 12-18.
- Bouaanani, N., & Lu, F. Y. (2009). Assessment of potential-based fluid finite elements for seismic analysis of dam-reservoir systems. *Computers & Structures*, 87(3-4), 206-224. doi: 10.1016/j.compstruc.2008.10.006
- Calayir, Y., Dumanoglu, A. A., & Bayraktar, A. (1996). Earthquake analysis of gravity dam-reservoir systems using the Eulerian and Lagrangian approaches. *Computers and Structures*, 59(5), 877-890.
- Chopra, A. K. (1970). *Earthquake Response of Gravity Dams*. (Rapport n° UCB/EERC-70/01). Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.

- Chopra, A. K., Wilson, E. L., & Farhoomand, I. (1968). Earthquake Analysis of Reservoir-Dam Systems. *Journal of Engineering Mechanics Div. ASCE*, 94(6), 1475-1500.
- Computers & Structures Inc., Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS and SAFE, in: Structures, Berkeley, California:, 2012.
- Dungar, R. (1994). Complexity, uncertainty and realism in the seismic safety evaluation of concrete dams : linear analysis. *Hydropower and Dams*, 1(3), 49-60.
- Fenves, G., & Chopra, A. K. (1987). Simplified Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 8(113), 1688-1708.
- Ghrib, B., Léger, P., Tinawi, R., Lupien, R., & Veilleux, M. (1997). Seismic Safety Evaluation of Gravity Dams. *International Journal on Hydropower & Dams*, 4(2), 126-137.
- Goyal, A., & Chopra, A. K. (1989). Hydrodynamic and Foundation Interaction Effects in Dynamics of Intake Towers: Earthquake Responses. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 115(6), 1386-1395.
- Greeves, E. J., & Taylor, C. A. (1992). The use of displacement type fluid finite elements for the analysis of dam-reservoir. *Dam Engineering*, 3(1), 169-200.
- Gruttmann F, Wagner W, Shear correction factors in Timoshenko's beam theory for arbitrary shaped cross-sections, *Computational Mechanics*, 27 (2001) 199-207.
- Hall, J. F., & Chopra, A. K. (1986). *EACD-3D, a computer program for three dimensional earthquake analysis of concrete dams* (Rapport n° UCB/EERC-86/09). Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California
- Hydro-Québec, Guide pour l'évaluation de la sécurité sismique des barrages (2003).
- Ko, P. T. L., & Schellenberg, G. (2002). Escalation of seismic loadings in the Prairie and Ontario. *Pre-Workshop of the Canadian Dam Association*, Victoria, B.C., Canada.
- Koboevic, S., Guilini-Charette, K., Castonguay, P. X., & Tremblay, R. (2011). Selection and Scalling of NBCC 2005 Compatible Simulated Ground Motions for Nonlinear Seismic Analysis of Low-Rise Steel Building Structures. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 38, 1391-1403. doi: 10.1139/111-094
- Kojic, S. B., & Trifunac, M. D. (1988). Transient Pressures in Hydrotechnical Tunnels During Earthquakes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16 523-539.

- Kuo, J. S. (1982). *Fluid-Structure Interactions : Added Mass Computations for Incompressible Fluid* (Rapport n° UCB/EERC-82/09). Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
- Leclerc, M., & Léger, P. (2007-2011). *Cadam-3D-HQ Computer Aided Analysis of Concrete Gravity Dams, Gated Spillway and Water Intake Structures*, École Polytechnique, Montréal, Québec., Canada.
- Limoges, A., & Léger, P. (2009). Seismic Safety Assessment of Gated Spillways. *ASCE Journal of Performance of Constructed Facilities*, 23(4), 209-218. doi: 10.1061//asce/cf.1943-5509.00000008
- Lo, K. Y., Lukajic, B., Wang, S., Ogawa, T., Tsui, K. K. 1990. Evaluation of strength parameters of concrete-rock interface for dam safety assessment. Canadian Dam Safety Conf., CDA, Toronto, Ontario, 71–94
- Millán MA, Young YL, Prévost JH, Seismic response of intake towers including dam-tower interaction, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 38 (2009) 307-329.
- Miquel, B. (2012). *Nouvelles techniques pratiques pour la modélisation du comportement dynamique des systèmes eau-structure*. Thèse de doctorat. École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, Canada.
- Miquel, B., & Bouaanani, N. (2010). Simplified evaluation of the vibration period and seismic response of gravity dam-water systems. *Engineering Structures*, 32(8), 2488-2502.
- Moler, C. (1980). MATLAB User's Guide. University of New Mexico.
- Nakayama, Y., Omachi, T., & Inoue, S. (2008). Proposal of practicable evaluation method of hydrodynamic pressure on dam gate at earthquake. *Japanese Society of Civil Engineering*, 64(4). (en japonais)
- Ohmachi, T., Zhang, H., Yabuki, N., & Tsukada, N. (1998). Experimental Study of Hydrodynamic Pressure Inside Narrow Cavities. *Journal of Japan Society of Dam Engineers*, 8(1), 35-40.
- Olson, L. G., & Bathe, K. J. (1985). An infinite element for analysis of transient fluid-structure interactions. *Eng. Comput*, 2 319-329.
- Paultre, P., Proulx, J., Charbonneau, C., & Phat, T. M. (1997). An experimental database for the dynamic behaviour of concrete dams. *Proceedings of the Canadian Dam Safety Conference*, Montreal, Quebec, Canada, 7-47-7.61.

- Priscu R, Popovici A, Sermatiu D, Stere C, Earthquake Engineering for Large Dam: Wiley, 1985.
- Prokon, PROKON User's Guide, Prokon Software Consultants, South Africa, 2010.
- Shimamoto, K., Takasu, S., Ikeda, T., Sasaki, T., & Kikuchi, K. (2012). Seismic Performance Evaluation Method for Dam Gates During Large Earthquakes. *Proceedings of the 24th International Congress on Large Dams*, Kyoto, Japon, 620-639.
- Shul'Man SG, Seismic Pressure of Water on Hydraulic Structures: Taylor & Francis, 1987.
- Stefan L, Léger P, Extension of the Gravity Method for 3D Cracking Analysis of Spillway Piers Including Uplift Pressures, ASCE Journal of Structural Engineering, 134 (2008) 1278-1287.
- Tasuda, S., Verdugo, R., Konagai, K., Sugano, T., Villalobos, F., Okamura, M., Towhata, I. (2010). Geotechnical damage caused by the 2010 Maule, Chile Earthquake. *International Society for Soil and Geotechnical Engineering*, 4(2), 16-26.
- Wanitkorkul, A., & Filiatrault, A. (2005). *Simulation of strong ground motions for seismic fragility evaluation of nonstructural components in hospitals* (Rapport n° No. MCEER-05-0005). Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y.
- Westergaard, H. M. (1933). Water Pressures on Dams During Earthquakes. *Transactions of the American Society of Civil Engineering*, 98 418-433.
- Wieland, M. (2005). Hydrodynamic Pressures. *International Water Power & Dam Construction*, 57(10), 18-25.
- Wieland, M. (2009). Features of seismic hazard in large dam projects and strong motion monitoring of large dams. *Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China*, 4(1), 56-64. doi: 10.1007/s11709-010-0005-6
- Wieland, M. (2012). Seismic Design and Safety Aspects of Bottom Outlets, Spillways and Intake Structures of Large Storage Dams. *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal.
- Wieland, M. (2013). Seismic design of major components. *International Water Power & Dam Construction* 16-19.
- Wilson, E. L. (1998). *Static and Dynamic Analysis of Structures* (2<sup>e</sup> éd.). Berkeley, California: Computers and Structures, Inc.

- Ye, L., Ma, Q., Miao, Z., Guan, H., & Zhuge, Y. (2011). Numerical and comparative study of earthquake intensity indices in seismic analysis. *The Structural Design of Tall and Special Buildings* 362-381. doi: 10.1002/tal.693
- Zhang, C. (2011). The Performance of Dams during the Wenchuan 5-12 Earthquake and Lessons Learned from the Event. *Journal of Earthquake and Tsunami*, 05(04), 309-327. doi: 10.1142/s179343111100111x
- Zienkiewicz, O. C., & Bettess, P. (1978). Fluid-Structure Dynamic Interaction and Wave Forces. An introduction to Numerical Treatment. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 13, 1-16.

## ANNEXES

### Annexe A : Caractéristiques des sections

Dans cette section, un exemple du calcul des caractéristiques de section pour la structure paramétrique D2 présenté à la figure A.1.

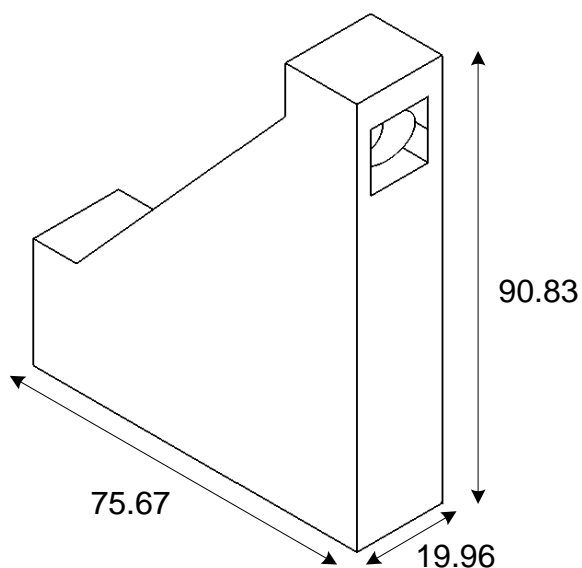


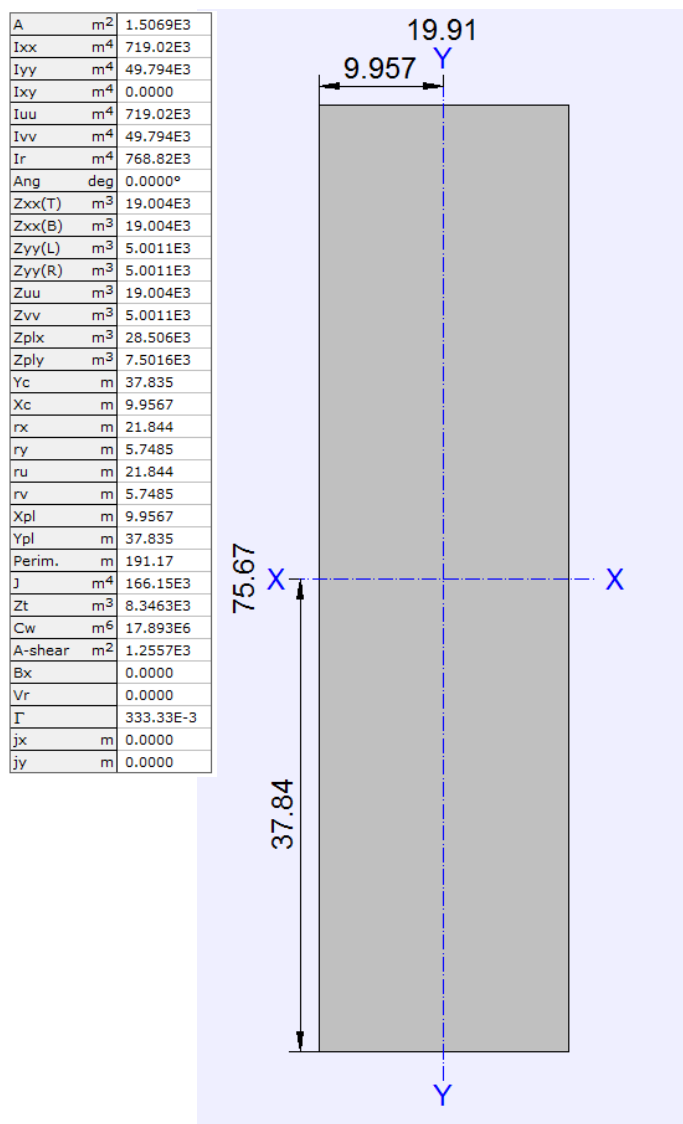
Figure A.1 : Modèle paramétrique D2 (dimension en mètre)

Les caractéristiques seront calculées à quatre sections, soit à la base, aux deux changements de pente ainsi qu'au haut de la structure.



### Caractéristiques de la base

La figure A.2 présente la coupe de la section de la base ainsi que le résultat du calcul des propriétés par le logiciel Prokon.

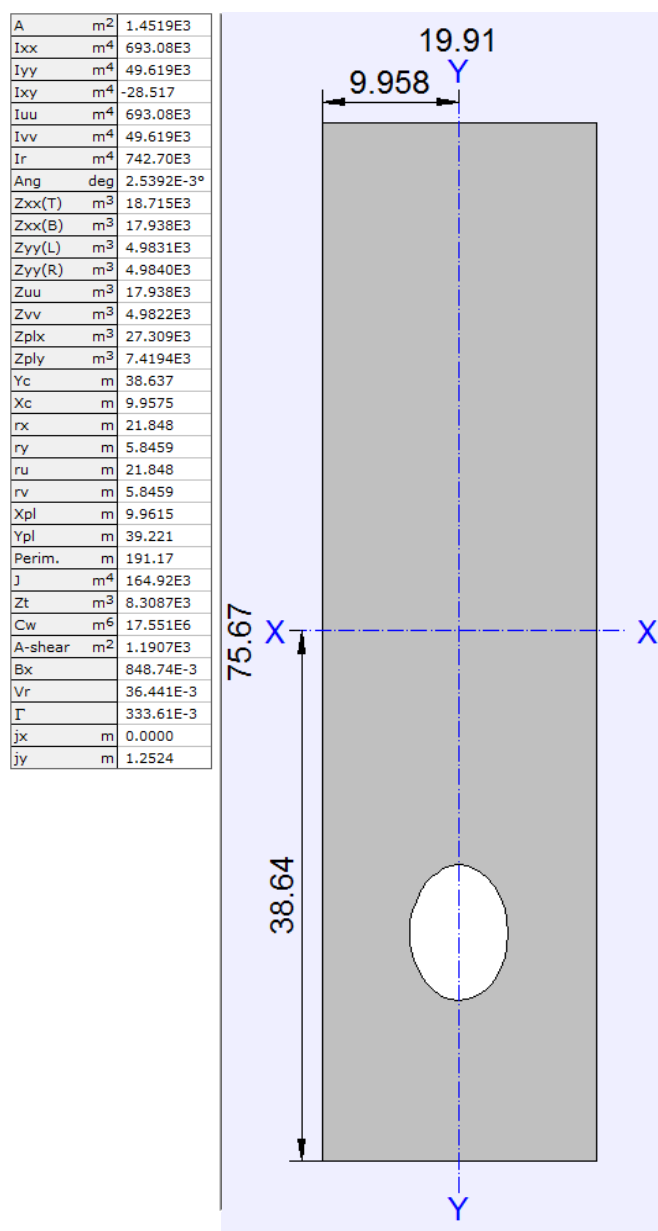


$A_s/A$	0.83
---------	------

Figure A.2 : Calcul des caractéristiques de la base

### Caractéristiques du point de changement de géométrie 1

La figure A.3 présente la coupe de la section 1 ainsi que le résultat du calcul des propriétés par le logiciel Prokon.

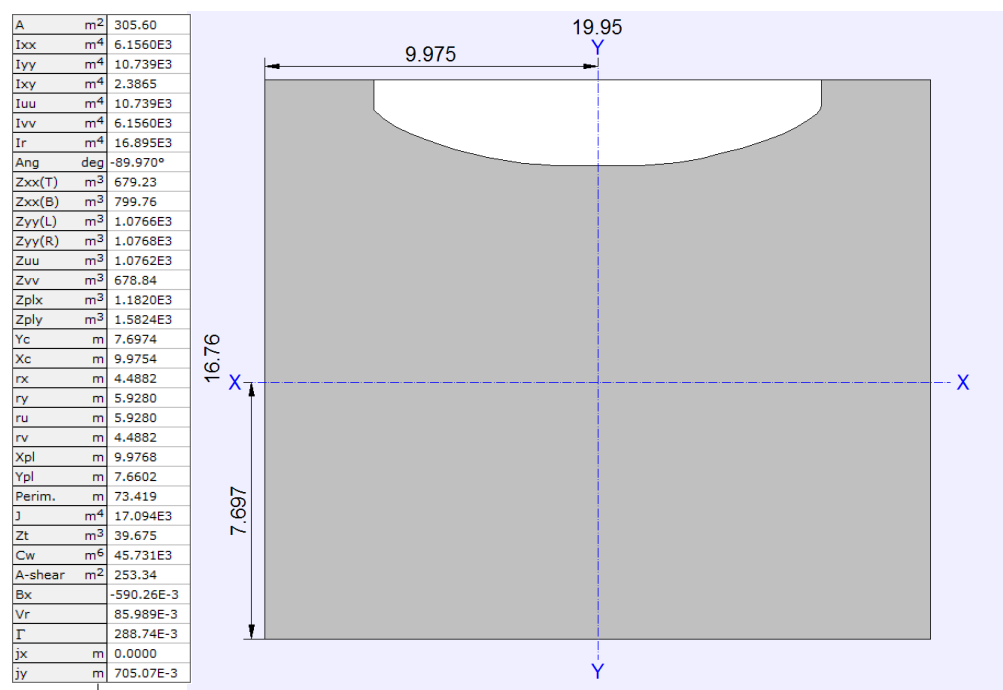


$A_s/A$	0.82
---------	------

Figure A.3 : Calcul des caractéristiques de la section 1

### Caractéristiques du point de changement de géométrie 2

La figure A.4 présente la coupe de la section 2 ainsi que le résultat du calcul des propriétés par le logiciel Prokon.

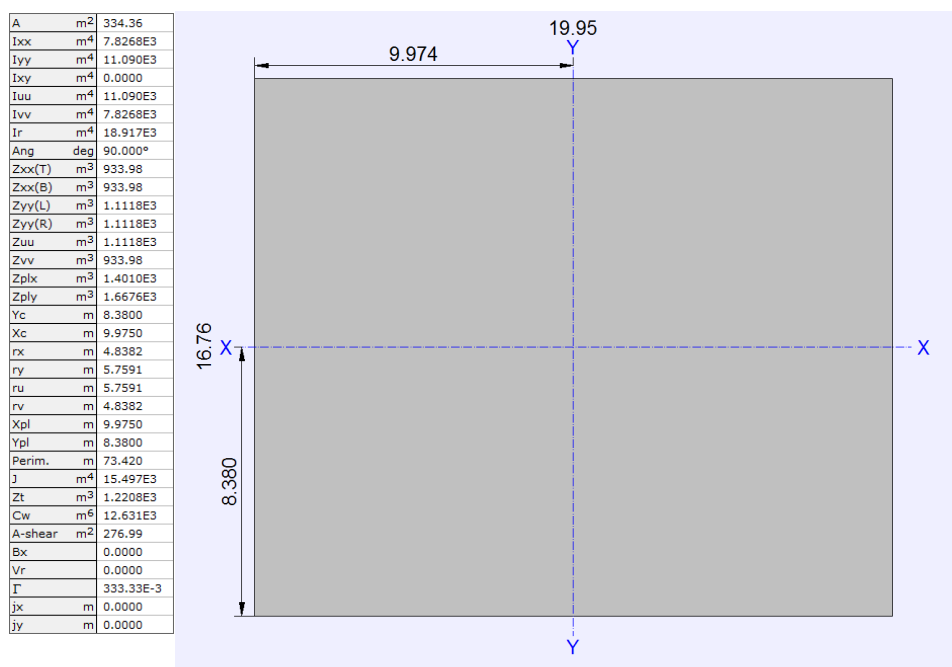

 $A_s/A$ 

0.83

Figure A.4 : Calcul des caractéristiques de la section 2

### Caractéristiques de la section au haut de la structure

La figure A.5 présente la coupe de la section du haut ainsi que le résultat du calcul des propriétés par le logiciel Prokon.



$A_s/A$	0.83
---------	------

Figure A.5 : Calcul des caractéristiques de la section du haut

Le tableau A.1 présente le résultat des caractéristiques pertinentes incluant le traitement des vides calculé grâce au logiciel Prokon.

Tableau A.1<sup>1</sup> : Résultats des caractéristiques pertinentes

	Elevation	Cg	Aire	$A_s$	$A_s/A$	Inertie	Cgw	Aw
	m	m	m²	m²		m⁴	m	m²
Base	20.42	37.84	1507	1225	0.83	719020	0.00	0.00
Changement pente 1	45.82	38.64	1452	1190	0.82	693080	59.15	55.00
Changement pente 2	102.74	9.06	306	253	0.83	6156	1.12	28.66
Haut	110.00	8.38	334	277	0.83	7827	0.00	0.00

<sup>1</sup> Le rapport  $A_s/A$  est de 5/6 pour un rectangle

## Annexe B : Programme MATLAB permettant de calcul la fissuration de la section, le facteur de sécurité au glissement et le glissement de la base

```

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%   Auteur : Alexis Lefrancois                                     %
%   Date Origine : 6 février 2012                                 %
%   Dernière modification : 17 mai 2012                          %
%   Description : Programme recevant les caractéristiques de la section et%
%   calculant les longueurs fissurées ainsi que les nouvelles    %
%   caractéristiques. Vérifié et validé                          %
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

```

```

%                               function                               [Matrice_Finale]                               =
Calcul_Inelastique(Matrice_EffortsInternes,Matrice_Section,Matrice_Element,CalculSP,Matrice
_Geometrie)
clear all
close all
clc
Inelas=0;
j=1;
z=1;
LfissureAmont=0;
LfissureAval=0;
% Calcule élastique : 0; Calcul inélastique : 1.
TypeCalcul = 0;
% Mémoire de la longueur fissure : oui 1; non 0.
Memoire = 1;
% Résistance à la traction
ft = 0;
Erreur = 1/1000;
% Conditions pour calcul du déplacement
Stot = 0;
Si = 0;

% On fixe l'élévation du joint observé
h = 0;
warning('Avez-vous vérifié l'élévation du joint');
% On fixe les masses ajoutées
Mao = 0/1000;

```

```

warning('Avez-vous vérifié la masse ajoutée (Westergaard)');
% Matrice_Geometrie : Colonne 1 Section, Colonne 2 yo (en bas a gauche),
% Colonne 3 Longueur, Colonne 4, Largeur
Matrice_Geometrie = [0      0      75.667 19.964];
% On fixe la largeur de la prise d'eau
bo = Matrice_Geometrie(1,4);
warning('Avez-vous vérifié la base');

% Appel des Efforts Internes + Accelerogramme
% Matrice_Accelerogramme = Accelerogramme;
Matrice_EffortsInternes = MatriceEI;
% Colonne 1 Centroïde, Colonne 2 Force (MN)
SP = [9.45    0];

Analyse_Frame = 1;
% Phi et C venant du chap. 7 du guide sismique avec f'c = 20000MPa
Phi = 44*(2*pi/360);
C = 0.200;
[Cgxo Io Ao Lo] = CalculateCgyInertiaArea(1,Matrice_Geometrie,0,h);
L = Lo;
y1 = Cgxo;
y2 = Cgxo - L;
Compression=[];

% Calcul de l'élément a analysé (elevation = bas de l'element)
% Calcul=0;
% while Calcul==0
%   if h==Matrice_Element(i,2)
%       Calcul=1;
%       Analyse_Frame=Matrice_Element(i,1);
%   end
% end

Contrainte = zeros(1,4);
Matrice_Finale=zeros(1,6);

for i=1:size(Matrice_EffortsInternes,1)
    Si=0;
    Contrainte(1,2) = Matrice_EffortsInternes(i,3);
    if Matrice_EffortsInternes(i,1)==Analyse_Frame
        Moment = SP(2)*(Cgxo-SP(1)) + Matrice_EffortsInternes(i,6);
        % Vérification des contraintes aux extrémités de la base
        Contrainte_Amont = (Matrice_EffortsInternes(i,4)+SP(2))/Ao + (Moment*y1)/Io;
        Contrainte_Aval = (Matrice_EffortsInternes(i,4)+SP(2))/Ao + (Moment*y2)/Io;
    end
end

```

```

    if Contrainte_Amont > ft && TypeCalcul == 1
        % Première encadrement
        Lfissuregauche = 0;
        Lfissuredroite = L;
        %      Decoupage de la base en 2 partie et calcul de l'inertie et de
        %      l'aire
        %      Technique de la bisection. Itération 1.
        LfissureAmont(1) = L/2;
        [Cgx I A L] = CalulateCgyInertiaArea(1,Matrice_Geometrie,LfissureAmont,h);
        %      Matrice de Contrainte : Colonne 1 Élément, Colonne 2 Temps,
        %      Colonne 3 Lfissure, Colonne 4 Contrainte
        Contrainte(1,1) = Analyse_Frame;
        %      Incrire apres le calcul de la longueur fissuré (while)
        Contrainte(1,3) = LfissureAmont(1);
        Moment = Matrice_EffortsInternes(i,6) + Matrice_EffortsInternes(i,4)*(Cgx-Cgx0) +
        SP(2)*(Cgx-SP(1));
        Contrainte(1,4) = (Matrice_EffortsInternes(i,4)+SP(2))/A + (Moment)*(Cgx-L/2)/I;
        %      Itération sur la longueur fissuré
        j=1;
        while abs(Contrainte(1,4)) > (ft+Erreur)
            if Contrainte(1,4)*Contrainte_Amont > 0
                Lfissuregauche = LfissureAmont(j);
            else
                Lfissuredroite = LfissureAmont(j);
            end
            LfissureAmont(j+1)=(Lfissuregauche+Lfissuredroite)/2;
            [Cgx I A L] = CalulateCgyInertiaArea(1,Matrice_Geometrie,LfissureAmont(j+1),h);
            Contrainte(1,3) = LfissureAmont(j+1);
            Moment = Matrice_EffortsInternes(i,6) + Matrice_EffortsInternes(i,4)*(Cgx-Cgx0) +
            SP(2)*(Cgx-SP(1));
            Contrainte(1,4) = (Matrice_EffortsInternes(i,4)+SP(2))/A + (Moment)*(Cgx-
            (LfissureAmont(j+1)))/I;
            j=j+1;
        %      S'il n'y a pas convergence on sort du while
        if abs(LfissureAmont(j) - L) < 0.001
            LfissureAmont(j) = L;
            break
        end
        %      if Lfissuregauche == Lfissuredroite
        %      LfissureAmont(j) = 0;
        %      break
        %      end
        Compression = (Matrice_EffortsInternes(i,4)+SP(2))/A + (Moment)*(Cgx-Lo)/I;
        end
    elseif Contrainte_Aval > ft && TypeCalcul == 1
        %      Decoupage de la base en 2 partie et calcul de l'inertie et de

```

```

%      l'aire
%      Technique de la bisection. Itération 1.
LfissureAval(1) = L/2;
[Cgx I A L] = CalulateCgyInertiaArea(2,Matrice_Geometrie,LfissureAval(1),h);
%      Matrice de Contrainte : Colonne 1 Lfissure, Colonne 2
Contrainte(1,1) = Analyse_Frame;
Contrainte(1,3) = LfissureAval(1);
Moment = Matrice_EffortsInternes(i,6) - Matrice_EffortsInternes(i,4)*(Cgx0-Cgx) +
SP(2)*(Cgx-SP(1));
Contrainte(1,4) = (Matrice_EffortsInternes(i,4)+SP(2))/A + (Moment)*(Cgx-L/2)/I;
%      Itération sur la longueur fissuré
z=1;
% Première encadrement
Lfissuregauche = L;
Lfissuredroite = 0;
while abs(Contrainte(1,4)) > (ft+Erreur)
    if Contrainte(1,4)*Contrainte_Aval < 0
        Lfissuregauche = LfissureAval(z);
    else
        Lfissuredroite = LfissureAval(z);
    end
    LfissureAval(z+1)=(Lfissuregauche+Lfissuredroite)/2;
    [Cgx I A L] = CalulateCgyInertiaArea(2,Matrice_Geometrie,LfissureAval(z+1),h);
    Contrainte(1,3) = LfissureAval(z+1);
    Moment = Matrice_EffortsInternes(i,6) - Matrice_EffortsInternes(i,4)*(Cgx0-Cgx) +
SP(2)*(Cgx-SP(1));
    Contrainte(1,4) = (Matrice_EffortsInternes(i,4)+SP(2))/A + (Moment)*(Cgx-(L-
(LfissureAval(z+1))))/I;
    z=z+1;
%      S'il n'y a pas convergence on sort du while
if abs(LfissureAval(z) - L) < 0.001
    LfissureAval(z) = L;
    break
end
    Compression = (Matrice_EffortsInternes(i,4)+(SP(2)))/A + (Moment)*(Cgx)/I;
end
end
end

%      Calcul du facteur de securite
if Memoire == 1
    if max(Matrice_Finale(:,3))+ max(Matrice_Finale(:,4)) <= L
        Lnonfissure = L - max(Matrice_Finale(:,3))- max(Matrice_Finale(:,4));
    else
        Lnonfissure = 0;
    end
end

```



```

elseif Memoire == 0 && Contrainte_Amont > 0
    Lnonfissure = L - LfissureAmont(j);
elseif Memoire == 0 && Contrainte_Aval > 0
    Lnonfissure = L - LfissureAval(z);
else
    Lnonfissure = L;
end
if isempty(Compression)
    Compression = 0;
end
% Matrice Finale : Colonne 1 : hauteur, Colonne 2 : Temps, Colonne 3 :
% %fiss Amont, Colonne 4 : %fiss Aval, Colonne 5 : Contrainte ~= ft,
% Colonne 6 : FSG, Colonne 7 : Contrainte max de compression, Colonne 8 :
% Contrainte Amont, Colonne 9 : Contrainte Aval, Colonne 10 : Déplacement
% totale, Colonne 11 : Déplacement i
Matrice_Finale(i,1)=h;
Matrice_Finale(i,2)=Contrainte(1,2);
Matrice_Finale(i,3)=LfissureAmont(j)/L*100;
Matrice_Finale(i,4)=LfissureAval(z)/L*100;
Matrice_Finale(i,5)=Contrainte(1,4);
FSG = (abs(Matrice_EffortsInternes(i,4)+SP(2))*tan(Phi) +
C*Lnonfissure*bo)/abs(Matrice_EffortsInternes(i,5));
if FSG < 1 && size(Matrice_EffortsInternes,1) > 1
    Inelas = Inelas + 1;
% Calcul des déplacements
% a = accélération, v = vitesse, d = déplacements
if Matrice_EffortsInternes(i,5) > 0
% dt : Pas de temps, Hs : Force de glissement, M : Masse, U :
% Sous pression, Av : Accelération verticale
dt = (Matrice_EffortsInternes(i+1,3)-Matrice_EffortsInternes(i,3));
Hs = Matrice_EffortsInternes(1,5);
M = -Matrice_EffortsInternes(i,4)/9.81;
U = SP(2);
Av = 0;
% Calcul de l'accélération critique
% Acr = (-Hs + C*Lnonfissure*bo + ((M*9.81-U)*tan(Phi)))/(M+Mao);
% Calcul de A
Temps(Inelas) = Matrice_Finale(i,2);
p=1;
% while Matrice_Accelerogramme(p,1) < Temps(Inelas) && p <=
size(Matrice_EffortsInternes,1)
% p=p+1;
% end
% if Temps == Matrice_Accelerogramme(p,1)
% Acc = Matrice_Accelerogramme(p,2);
% else

```

```

%          Acc = Matrice_Accelerogramme(p-1,2) + (Matrice_Accelerogramme(p,2)-
Matrice_Accelerogramme(p-1,2))/(Matrice_Accelerogramme(p,1)- Matrice_Accelerogramme(p-
1,1))*(Temps(Inelas)-Matrice_Accelerogramme(p-1,1));
%          end
%          Acc = abs(Acc*9.81);
%          % Calcul du déplacement S à l'étape i et finale
%          Si = (Acc*(dt)^2*(1-Acr/Acc)^3)/4;
Fdes = Matrice_EffortsInternes(i,5);
Fstab = (-1*Matrice_EffortsInternes(i,4)-U)*tan(Phi) + C*Lnonfissure*bo;
Si = (Fdes-Fstab)*(dt)^2/(M+Mao);
Stot = Stot+Si;
Sstep(Inelas) = Stot;
%          if Acc<Acr
%          break
%          end
end
end
Matrice_Finale(i,6)=FSG;
Matrice_Finale(i,7)=Compression;
Matrice_Finale(i,8)=Contrainte_Amont;
Matrice_Finale(i,9)=Contrainte_Aval;
Matrice_Finale(i,10)=Stot;
Matrice_Finale(i,11)=Si;
% Réinitialise pour prochain calcul
LfissureAmont=0;
LfissureAval=0;
j=1;
z=1;
end

Fid = fopen('Resultats.txt','w');
if Fid~-1
    fprintf(Fid,'h Temps FissAm FissAv Stress1 FSG ContCompression ContrainteAmont
ContrainteAval Stot Si\n');
    for i=1:size(Matrice_Finale,1)
        fprintf(Fid,'%d %d %d %d %d %d %d %d %d %d
%d\n',Matrice_Finale(i,1),Matrice_Finale(i,2),Matrice_Finale(i,3),Matrice_Finale(i,4),Matrice_F
inale(i,5),Matrice_Finale(i,6),Matrice_Finale(i,7),Matrice_Finale(i,8),Matrice_Finale(i,9),Matric
e_Finale(i,10),Matrice_Finale(i,11));
    end
end

% Data to be printed
Recurrence = 1000;
D = 1;

```

```

Waterweight = 1;
H = 1;
Sed = 1;
U = 1;
Spectra = 0;
Quake = 0;
ds = datestr(now, 'dd-mmm-yyyy HH:MM:SS');
CriticalFSG = min(Matrice_Finale(i,6));
if Matrice_Finale(i,3)+Matrice_Finale(i,4)<100
    Fissuration = Matrice_Finale(i,3)+Matrice_Finale(i,4);
else
    Fissuration = 100;
end
if min(Matrice_Finale(i,7)) == 0
    ContCompression = min(Contrainte_Amont,Contrainte_Aval);
else
    ContCompression = min(Matrice_Finale(i,7));
end

if D==1 && Waterweight==0 && H==1 && Sed==0 && U==0 && Spectra ==0 &&
Quake==0
    LoadCase = 'D + H';
elseif D==1 && Waterweight==1 && H==1 && Sed==0 && U==0 && Spectra ==0 &&
Quake==0
    LoadCase = 'D + H + Waterweight';
elseif D==1 && Waterweight==0 && H==1 && Sed==1 && U==0 && Spectra ==0 &&
Quake==0
    LoadCase = 'D + H + Sed';
elseif D==1 && Waterweight==1 && H==1 && Sed==1 && U==0 && Spectra==0 &&
Quake==0
    LoadCase = 'D + Waterweight + H + Sed';
elseif D==1 && Waterweight==0 && H==1 && Sed==1 && U==1 && Spectra==0 &&
Quake==0
    LoadCase = 'D + H + Sed + U';
elseif D==1 && Waterweight==1 && H==1 && Sed==1 && U==1 && Spectra==0 &&
Quake==0
    LoadCase = 'D + Waterweight + H + Sed + U';
elseif D==1 && Waterweight==0 && H==1 && Sed==1 && U==0 && Spectra==1 &&
Quake==0
    LoadCase = 'D + H + Sed + Spectra';
elseif D==1 && Waterweight==1 && H==1 && Sed==1 && U==0 && Spectra==1 &&
Quake==0
    LoadCase = 'D + Waterweight + H + Sed + Spectra';
elseif D==1 && Waterweight==1 && H==1 && Sed==1 && U==1 && Spectra==1 &&
Quake==0
    LoadCase = 'D + Waterweight + H + Sed + U + Spectra';

```

```

elseif D==1 && Waterweight==0 && H==1 && Sed==1 && U==0 && Spectra==0 &&
Quake==1
    LoadCase = 'D + H + Sed + Quake';
elseif D==1 && Waterweight==1 && H==1 && Sed==1 && U==0 && Spectra==1 &&
Quake==0
    LoadCase = 'D + Waterweight + H + Sed + Quake';
elseif D==1 && Waterweight==1 && H==1 && Sed==1 && U==1 && Spectra==0 &&
Quake==1
    LoadCase = 'D + Waterweight + H + Sed + U + Quake';
end

% Verification du load case
Vrai = input(LoadCase);

filename = [LoadCase,'.txt'];

Fid = fopen(filename,'w');
if Fid~-1 && Vrai == 1
    fprintf(Fid,'-----Printed                Results-----\n\nÉcole
Polytechnique de Montréal\nAnalyst : Alexis Lefrancois\n\n');
    fprintf(Fid,'-----Relevant data-----\n\n');
    fprintf(Fid,'Date : %s\n',ds);
    fprintf(Fid,'Intake Structure : Manic II\n');
    fprintf(Fid,'Load Case : %s',LoadCase);
    fprintf(Fid,'\nRecurrence Period : %d Years',Recurrence);
    fprintf(Fid,'\nCohesion : %f MPa',C);
    fprintf(Fid,'\nPhi : %f degrés',Phi*180/pi);
    fprintf(Fid,'\n\n-----Analysis Result-----\n\n');
    fprintf(Fid,'\nFSG : %f',CriticalFSG);
    fprintf(Fid,'\nLongueur fissuré (en pourcentage) : %f',Fissuration);
    fprintf(Fid,'\nContrainte de compression maximale : %f Mpa',ContCompression);
end

if i<2
    break
else
    x2 = [0 Matrice_Finale(i,2)];
    y2 = [1 1];
    subplot(2,1,1)
    Plot1 = plot(Matrice_Finale(:,2),Matrice_Finale(:,6));
    hold on
    Plot2 = plot(x2,y2);
    xlabel('Time (s)')
    ylabel('FSG')
    set(Plot1,'Color','blue')

```

```
set(Plot2,'Color','red')
subplot('Position',[1 1 4 4])
subplot(2,1,2)
if Inelas>0
    Plot3 = plot(Temps,Sstep);
    xlabel('Time (s)')
    ylabel('Deplacements (m)')
    set(Plot3,'Color','black')
    subplot('Position',[6 1 4 4])
end
end
```

## Annexe C : Calcul de la géométrie des sections (complément à l'annexe B)

```

%%%%%%%%%%
%%%%%%%%%%
% Auteur : Alexis Lefrancois %
% Date Origine : 7 février 2012 %
% Dernière modification : 27 mars 2012 %
% Description : Programme calculant les caractéristiques fissurés des %
% sections - Programme Vérifier et Valider %
%%%%%%%%%%
%%%%%%%%%%

```

% Direction : 1 fissuration amont vers aval; 2 fissuration aval vers amont

function [Cgx Inertia Area Ltot] =

CalulateCgyInertiaArea(Direction,Matrice\_Geometrie,Lfissure,h)

Lfissure;

% Calcul de la longueur totale pour calcul fissuration aval-amont

Ltot=0;

% Matrice\_Geometrie : Colonne 1 Section, Colonne 2 yo (en bas a gauche),

% Colonne 3 Longueur, Colonne 4, Largeur

for i=1:size(Matrice\_Geometrie,1)

if h==Matrice\_Geometrie(i,1)

L1 = Matrice\_Geometrie(i,2)+Matrice\_Geometrie(i,3);

if L1>Ltot

Ltot=L1;

end

end

end

Area = 0;

if Direction == 1

% Arrangement de la matrice geometrie en fonction de la fissuration

for i=1:size(Matrice\_Geometrie,1)

if h==Matrice\_Geometrie(i,1)

if Lfissure>Matrice\_Geometrie(i,2) &&

Lfissure<(Matrice\_Geometrie(i,2)+Matrice\_Geometrie(i,3))

Matrice\_Geometrie(i,3)=Matrice\_Geometrie(i,2)+ Matrice\_Geometrie(i,3)-Lfissure;

Matrice\_Geometrie(i,2)=Lfissure;

elseif Lfissure > Matrice\_Geometrie(i,2) + Matrice\_Geometrie(i,3)

Matrice\_Geometrie(i,2)=0;

Matrice\_Geometrie(i,3)=0;

end

end

end

```

% Calcul de la nouvelle aire fissure
for i=1:size(Matrice_Geometrie,1)
    Area = Area + Matrice_Geometrie(i,3)*Matrice_Geometrie(i,4);
end

% Calcul du centroide de la section
Cgx=0;
for i=1:size(Matrice_Geometrie,1)
    Cgx = Cgx +
(Matrice_Geometrie(i,2)+(Matrice_Geometrie(i,3)/2))*Matrice_Geometrie(i,3)*Matrice_Geome
trie(i,4)/Area;
end

% Calcul de la nouvelle inertie
Inertia=0;
for i=1:size(Matrice_Geometrie,1)
    Inertia = Inertia + Matrice_Geometrie(i,3)^3*Matrice_Geometrie(i,4)/12 +
Matrice_Geometrie(i,3)*Matrice_Geometrie(i,4)*(Cgx-
(Matrice_Geometrie(i,2)+Matrice_Geometrie(i,3)/2))^2;
end

elseif Direction == 2
    Lnonfissure = Ltot-Lfissure;
    % Arrangement de la matrice geometrie en fonction de la fissuration
    for i=1:size(Matrice_Geometrie,1)
        if h==Matrice_Geometrie(i,1)
            if Lnonfissure<(Matrice_Geometrie(i,2)+Matrice_Geometrie(i,3)) &&
Lnonfissure>Matrice_Geometrie(i,2)
                Matrice_Geometrie(i,2)=Matrice_Geometrie(i,2);
                Matrice_Geometrie(i,3)=Lnonfissure-Matrice_Geometrie(i,2);
            elseif Lnonfissure < Matrice_Geometrie(i,2)
                Matrice_Geometrie(i,2)=0;
                Matrice_Geometrie(i,3)=0;
            end
        end
    end
end

% Calcul de la nouvelle aire fissure
for i=1:size(Matrice_Geometrie,1)
    Area = Area + Matrice_Geometrie(i,3)*Matrice_Geometrie(i,4);
end

% Calcul du centroide de la section
Cgx=0;
for i=1:size(Matrice_Geometrie,1)

```

```

        Cgx = Cgx +
(Matrice_Geometrie(i,2)+(Matrice_Geometrie(i,3)/2))*Matrice_Geometrie(i,3)*Matrice_Geome
trie(i,4)/Area;
    end

% Calcul de la nouvelle inertie
    Inertia=0;
    for i=1:size(Matrice_Geometrie,1)
        Inertia = Inertia + Matrice_Geometrie(i,3)^3*Matrice_Geometrie(i,4)/12 +
Matrice_Geometrie(i,3)*Matrice_Geometrie(i,4)*(Cgx-
(Matrice_Geometrie(i,2)+Matrice_Geometrie(i,3)/2))^2;
    end

end

```



## Annexe D : Calcul des masses de Westergaard

```

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%   Auteur : Alexis Lefrancois                                     %
%   Date Origine : 14 juin 2012                                    %
%   Dernière modification : 14 juin 2012                          %
%   Description : Programme recevant les élévations des noeuds et donnant %
%   les masses de Westergaard                                     %
%   Vérifié et validé                                             %
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

```

```

clc
clear all
close all

```

```

% Donnees d'entree

```

```

B = 1;
Heau = 40;
p = 1000;
C = 1;

```

```

Matrice_Elevation = Elevation;

```

```

Delta = (Matrice_Elevation(1,1) - Matrice_Elevation(2,1));

```

```

Matrice_Intermediaire = zeros(size(Elevation,1)-1,2);

```

```

for i=1:size(Matrice_Intermediaire,1)
    Matrice_Intermediaire(i,1) = (Matrice_Elevation(i,1) + Matrice_Elevation(i+1,1))/2;
    if Matrice_Intermediaire(i,1) <= Heau
        Matrice_Intermediaire(i,2) = 7/8*B*p*C*sqrt(Heau*(Heau-Matrice_Intermediaire(i,1)));
    else
        Matrice_Intermediaire(i,2) = 0;
    end
end
end

```

```

j=0;
for i=1:size(Matrice_Elevation,1)
    Matrice_Finale(i,1) = Matrice_Elevation(i,1);
    if i <= size(Matrice_Intermediaire,1) && Matrice_Intermediaire(i,2) ~= 0
        j=j+1;
    end
end

```

```

if j>0
    if j==1
        Delta = (Matrice_Elevation(i,1) - Matrice_Elevation(i+1,1));
        Matrice_Finale(i,2) = Matrice_Intermediaire(i,2)*Delta/2;
    elseif i == size(Matrice_Elevation,1)
        Delta = (Matrice_Elevation(i-1,1) - Matrice_Elevation(i,1));
        Matrice_Finale(i,2) = Matrice_Intermediaire(i-1,2)*Delta/2;
    else
        Delta1 = (Matrice_Elevation(i-1,1) - Matrice_Elevation(i,1));
        Delta2 = (Matrice_Elevation(i,1) - Matrice_Elevation(i+1,1));
        Matrice_Finale(i,2) = (Matrice_Intermediaire(i-1,2)*Delta1/2 +
Matrice_Intermediaire(i,2)*Delta2/2);
    end
end
end

Fid = fopen('Westergaard.txt','w');
if Fid~-1
    for i=1:size(Matrice_Finale,1)
        fprintf(Fid,'%f %f\n',Matrice_Finale(i,1),Matrice_Finale(i,2));
    end
end
end

```